

BEMESSUNGSREGELN FÜR MASSIVBAUTEILE VON FLÜSSIGERDGASTANKS AUS SPANNBETON

Forschungsbericht

Dipl.-Ing. U. Pusch

März 1990

Gefördert mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen

BEMESSUNGSREGELN FÜR MASSIVBAUTEILE VON FLÜSSIGERDGASTANKS AUS SPANNBETON

Forschungsbericht

Dipl.-Ing. U. Pusch

März 1990

Mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen
wurde diese Arbeit in dankenswerter Weise gefördert.
Erlaß vom 10.11.1988 - GZ: 2102 - BV4e - 10/88



Th

Inhaltsverzeichnis

BEMESSUNGSREGELN FÜR MASSIVBAUTEILE VON FLÜSSIGERDGASTANKS AUS SPANNBETON

	Seite
1. Einleitung	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Bauweise und Beanspruchung von LNG-Behältern, Anforderungen an LNG-Behälter	2
1.3 Ziel der Arbeit und Überblick	5
2. Tieftemperatureigenschaften von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen	8
2.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse	8
2.2 Gefriervorgänge beim Abkühlen der Betone	8
2.3 Kriterien für die Anwendung der Betone bei tiefen Temperaturen	10
2.4 Werkstoffmodelle für Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen	11
2.4.1 Zusammensetzung der Betone und wesentliche Kennwerte bei RT	11
2.4.2 Thermisches Dehnverhalten der Betone bei tiefen Temperaturen	11
2.4.3 Druckfestigkeit bei tiefer Temperatur	14
2.4.4 Spannung-Dehnungs-Linie, Druckelastizitätsmodul und Druckbruchdehnung bei tiefer Temperatur	16
2.4.5 Zugfestigkeit der Betone bei tiefen Temperaturen	19
2.4.6 Zusammenfassung	20
3. Tieftemperatureigenschaften von Spann- und Bewehrungsstahl	21
3.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse	21
3.2 Kriterien für die Anwendung von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen, Eignung der Stähle	21
3.3 Berechnungsmodell zur Beschreibung der Materialkennwerte von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen	22
3.4 Zusammenfassung	25

	Seite
4. Verbundverhalten von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen	25
4.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse	25
4.2 Ergebnisse der Ausziehversuche	27
4.2.1 Einfluß tiefer Temperaturen	27
4.2.2 Einfluß der Betonierrichtung	31
4.2.3 Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes	32
4.2.4 Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Betonfeuchte	34
4.3 Berechnungsmodell zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen	36
4.3.1 Berechnungsansatz für τ_v -v-Linien bei tiefen Temperaturen	36
4.3.2 Berechnungskriterium für Längsrißbildung bei tiefen Temperaturen	37
4.3.3 Zusammenfassung	40
5. Berechnungsmodell zur Beschreibung des instationären Temperaturfeldes infolge einseitigen Kälteschocks	42
5.1 Vorbemerkungen	42
5.2 Lösung der Wärmeleitungsgleichung	43
5.3 Thermische Materialkennwerte bei tiefer Temperatur	46
5.4 Berechnung des instationären Temperaturfeldes - Vergleich mit dem Versuchsergebnis	49
5.5 Zusammenfassung	52
6. Allgemeines Berechnungsmodell für last- und zwangbeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile aus Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen	53
6.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse	53
6.2 Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs, äußerer Lasten und äußeren Zwangs	56
6.2.1 Allgemeines Berechnungsmodell für Zustand I	56
6.2.1.1 Ermittlung der Biegezwangbeanspruchung bei gleichzeitiger zentrischer Zwangbeanspruchung	63
6.2.1.2 Ermittlung der Biegezwangbeanspruchung bei vorgegebener zentrischer Normalkraft	65
6.2.1.3 Ermittlung der Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge äußerer Lasten; Ermittlung freier Temperaturverformungen	66
6.2.1.4 Ermittlung der zentrischen Zwangbeanspruchung bei vorgegebenem Biegemoment	66
6.2.2 Allgemeines Berechnungsmodell für Zustand II	66
6.2.3 Auswertung der Berechnungsansätze für Zustand I und II und Diskussion der Ergebnisse	72
6.2.3.1 Überblick	72

	Seite
6.2.3.2 Freie Temperaturverformungen von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks	73
6.2.3.3 Reine Biegezwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks	82
6.2.3.4 Biegezwangbeanspruchung und zentrische Zwangsbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks	91
6.2.3.5 Lastbeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile bei stationären Temperaturen	97
6.2.3.6 Zusammenfassung	102
6.2.4 Berechnung last- und zwangbeanspruchter Stahl und Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bei tiefen Temperaturen	104
6.2.4.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse	104
6.2.4.2 Ansatz für die Mitwirkung des Betons auf Zug	107
6.2.4.3 Berechnung mittlerer Verformungen, Biege- und Dehnsteifigkeit bei Berücksichtigung der Betonmitwirkung	121
6.2.4.4 M- κ - und N- ε -Diagramme bei Last- und Zwangbeanspruchung	133
6.2.4.5 Zusammenfassung	149
6.2.5 Tragfähigkeit und Zähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen	150
7. Rißbildung von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen	155
7.1 Allgemeines, Stand der Kenntnisse	155
7.2 Rißbildung von lastbeanspruchten Stahl- und Spannbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen	160
7.2.1 Entwicklung des Rißbildes bei Lastbeanspruchung	160
7.2.2 Mittlerer Endrißabstand bei Lastbeanspruchung	164
7.2.3 Rißbreiten bei Lastbeanspruchung	167
7.3 Rißbildung von zwangbeanspruchten Stahl- und Spannbetonbauteilen bei einseitigem Kälteschock	170
7.3.1 Eigenspannungsrißbildung infolge einseitigen Kälteschocks	170
7.3.1.1 Allgemeines	170
7.3.1.2 Berechnung der Eigenspannungen und der Eigenspannungsrißtiefe	172
7.3.2 Entwicklung des Rißbildes bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks	175
7.3.3 Mittlerer Endrißabstand bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks	177
7.3.4 Rißbreiten bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks	179
7.4 Zusammenfassung	181

	Seite
8. Eigene Versuche, Verifizierung des rechnerischen Ansatzes	182
8.1 Ziel der Versuche, Modellvorstellung	182
8.2 Versuchskörper, Versuchsprogramm. Versuchsdurchführung und Messungen	183
8.2.1 Lastbeanspruchte Versuchskörper bei stationären Tieftemperaturen	183
8.2.2 Zwangbeanspruchte Versuchskörper bei einseitigem Kälteschock	184
8.3 Versuchsergebnisse	188
8.3.1 Verformung last- und zwangbeanspruchter Versuchskörper bei tiefen Temperaturen	188
8.3.1.1 Verformung infolge Lastbeanspruchung	188
8.3.1.2 Freie Verformung und Zwangbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock	190
8.3.2 Ribbildung last- und zwangbeanspruchter Versuchskörper bei tiefen Temperaturen	196
8.3.2.1 Ribbildung infolge Lastbeanspruchung	196
8.3.2.2 Ribbildung infolge Zwangbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock	200
8.3.3 Zusammenfassung	205
9. Baupraktische Empfehlungen	206
10. Zusammenfassung, offene Probleme	209
11. Literaturverzeichnis	216

Verwendete Bezeichnungen

Allgemeines

RT	Raumtemperatur + 20 °C
TT	Tieftemperatur
ϑ	Temperatur in °C
t	Kühlzeit in Stunden bzw. Minuten
NB	Normalbeton
LB	Konstruktionsleichtbeton
x,z	Ordinaten
ξ	$\xi = z/\sqrt{t}$ Ersatzvariable
δ	Integrationsintervall
e_z	Abstand des Spannstahls von der Querschnittsmitte
Z	Zugkraft
D	Druckkraft

Abmessungen des Querschnitts

b	Breite
d	Dicke
h	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand der Bewehrung in der Druckzone vom Druckrand
x	Druckzonenhöhe
d_2	$d - h$
c_b	Betondeckung

Bezogene Werte

μ_1	Bewehrungsgrad $\mu_1 = A_{s1}/b \cdot d$
μ_2	Bewehrungsgrad $\mu_2 = A_{s2}/b \cdot d$
μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad
β_1	$\beta_1 = d_1/d$
β_2	$\beta_2 = d_2/d$
λ	$\lambda = h/d$
η	$\eta = e_z/d$

$$\begin{aligned}\eta_{s1} & \quad \eta_{s1} = z_{s1}/d \\ \eta_{s2} & \quad \eta_{s2} = z_{s2}/d \\ \zeta & \quad \zeta = c_{bi}/d \\ \mu_z & \quad \mu_z = A_z/b \cdot d \\ \mu_L & \quad \mu_L = A_L/b \cdot d\end{aligned}$$

Querschnittswerte

A_i	ideelle Querschnittsfläche
I_i	ideelles Flächenmoment 2. Grades
W_i	ideelles Widerstandsmoment
z	innerer Hebelarm

Schnittgrößen

M	Biegemoment
N	Normalkraft, angreifend in Querschnittsmitte
M_u	Bruchmoment
V	äußere Vorspannkraft

Kennwerte für Festigkeit und Wärmeleitung

Stahl:

$R_{p0,2}$	0,2 %-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
β_s	Streckgrenze
A_{10}	Bruchdehnung
E_s	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
E_z	Elastizitätsmodul des Spannstahls

Beton:

β_w	Würfeldruckfestigkeit
E_b	Elastizitätsmodul auf Druck
β_c	Zylinderdruckfestigkeit
β_z	zentrische Zugfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit

u_m	mittlere Feuchte
n	$n = E_s/E_b$
$\alpha_{\ddot{u}}$	Wärmeübergangskoeffizient
λ	Wärmeleitzahl
c	spezifische Wärme, Quotient Zugfestigkeit/Druckfestigkeit
a^2	Temperaturleitzahl
w	$w = W/Z$ Wasserzementfaktor
γ	Festbetonrohdichte

Bewehrung

A_{s2}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung
A_{s1}	Querschnittsfläche der Druckbewehrung
f_R	bezogene Rippenfläche
s	Stababstand
d_s	Stabdurchmesser
A_z	Querschnittsfläche des Spannstahls
U_s	Umfang des Stabstahls

Verformungen

ε	Dehnung
$\varepsilon_{b\varnothing 0}$	freie thermische Dehnung des Betons
$\varepsilon_{b\varnothing 0z}$	freie thermische Dehnung des Betons in Spanngliedachse
$\varepsilon_{z\varnothing 0}$	freie thermische Dehnung des Spannstahls
$\varepsilon_{s\varnothing 0}$	freie thermische Dehnung des Stahls
$\alpha_{b\varnothing}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Betons
$\alpha_{s\varnothing}$	Temperaturausdehnungskoeffizient des Stahls
κ_m	mittlere Krümmung
$\bar{\kappa}_V(RT)$	Krümmung von Verbundstäben aus der Vorspannung bei RT
$\kappa_{\varnothing 0}$	freie thermische Krümmung von Verbundstäben
$\bar{\kappa}_{\varnothing z}$	Zwangkrümmung bzw. Krümmung aus Lastschnittgrößen
ε_m	mittlere Dehnung
ε_{mm}	mittlere Mittendehnung
$\bar{\varepsilon}_b$	Betondehnung, die Betonspannung bewirkt
$\bar{\varepsilon}_{b\varnothing z1}$	Betondehnung in Stahlfaser 1
$\bar{\varepsilon}_{b\varnothing z2}$	Betondehnung in Stahlfaser 2

$\bar{\epsilon}_{bz}$	Betondehnung in Spanngliedachse
$\bar{\epsilon}_s$	Stahldehnung, die Stahlspannung bewirkt
$\bar{\epsilon}_{s\theta z1}$	Stahldehnung in Faser 1
$\bar{\epsilon}_{s\theta z2}$	Stahldehnung in Faser 2
$\bar{\epsilon}_z$	Spannstahldehnung (ohne Vordehnung)
$\epsilon_{zv}^{(0)}$	Vordehnung des Spannstahls
$\bar{\epsilon}_v(RT)$	Dehnung von Verbundstäben aus der Vorspannung bei RT
$\epsilon_{m\theta 0}$	freie thermische Dehnung von Verbundstäben
$\bar{\epsilon}_{m\theta z}$	Zwangdehnung bzw. Dehnung aus Lastschnittgrößen
$\bar{\epsilon}_{s\theta z}^{(0)}$	Stahldehnung aus innerem thermischen Zwang

Spannungen

σ_b	Betonspannung
σ_s	Stahlspannung
σ_z	Spannstahlspannung ohne Anteil aus der Vordehnung
$\sigma_{zv}^{(0)}$	Spannstahlspannung aus der Vordehnung
σ_s^{r1}	Erstribstahlspannung
σ_s^r	Stahlspannung im Rib
$\sigma_{s\theta z}^{(0)}$	Stahlspannung aus innerem thermischen Zwang
σ_L	Linerspannung
σ_z	Spannstahlspannung (ohne Spannung aus der Vordehnung)

Rißbildung

s_{rm}	mittlerer Ribabstand
s_{rme}	mittlerer Ribabstand bei abgeschlossenem Ribbild
r	Ribtiefe
$w_k=w_{95\%}$	kritische Ribbreite, 95%-Fraktile
w_m	mittlere Ribbreite
l_k	Krafteinleitungslänge
l_v	Verbundeintragungslänge

Steifigkeiten

K_B	Biegesteifigkeit
$K_{Bi,I}$	Biegesteifigkeit im Zustand I
k_B	bezogene Biegesteifigkeit $K_B/K_{Bi,I}$
K_D	Dehnsteifigkeit
$K_{Di,I}$	Dehnsteifigkeit im Zustand I
k_D	bezogene Dehnsteifigkeit $K_D/K_{Di,I}$

Verbund

τ_v	Verbundspannung
τ_{vu}	Verbundfestigkeit
v	Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl
v_u	Stabendverschiebung bei τ_{vu}
N, a, A, B	Koeffizienten des Verbundgesetzes
τ_v^r	Verbundspannung bei Längsrißbildung
τ_{vu}^G	Verbundfestigkeit bei eintretendem Gleitbruch

Indizes

0	Raumtemperatur, <u>freie</u> thermische Dehnung
m	mittlere(r)
C	Zylinder
ϑ	Temperatur
b	Beton
s	Stahl
a	außen
i	innen
1	Bewehrungsstabachse 1
2	Bewehrungsstabachse 2
L	Liner
z	Spanngliedachse
r	Riß
zw	Zwang
Z	Zug

SZ Spaltzug
M Mitte zwischen zwei Rissen
5 %, 95 % Fraktilenwerte

Kopfzeiger

I Zustand I
II Zustand II
m mittlere(*r*)
r Riß

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Das Energieproblem ist ein ständig aktueller Diskussionsstoff des Industriezeitalters. Es wird immer der Energieträger den Vorzug bekommen, der energiereich, vielseitig und ökonomisch ist. Heute erwartet die Bevölkerung, die hinsichtlich der Umweltverschmutzung sensibler geworden ist, darüber hinaus einen umweltfreundlichen Energieträger.

Zahlreiche Analysen zur Frage der Energiedeckung weisen darauf hin, daß in den nächsten Jahren das Erdgas als wesentlicher Energieträger an Bedeutung zunehmen wird. Die Gründe hierfür sind offensichtlich:

- Die Erdgasvorräte sind bedeutend größer als bisher angenommen. Auf rund 60 Jahre wird gegenwärtig die Vorhaltdauer des gesicherten Erdgasvorkommens geschätzt. Beim Erdöl erstrecken sich die gesicherten Vorkommen auf rund 30 Jahre.
- Gereinigtes Erdgas ist praktisch schwefelfrei; Entschwefelungsanlagen zu seiner Nutzung sind deshalb nicht erforderlich. Der Ausstoß von Stickoxiden ist um ein Drittel geringer als bei Erdöl. Feste Rückstände wie Ruß, Staub, Asche und Schwermetalle entstehen überhaupt nicht.
- Der Aufwand zur Aufbereitung von Erdgas ist im Unterschied zu Erdöl gering. Erdgas kann deshalb in vielfältigen Einsatzgebieten genutzt werden.
- Erdgas hat einen hohen Energieinhalt. Ein Kubikmeter Erdgas (≈ 700 g) hat etwa denselben Energieinhalt wie ein Liter (≈ 1 kg) Erdöl.
- Moderne Erdgas-Turbinen in Kombination mit einem Dampferzeuger erlauben die Stromerzeugung mit einem hohen Wirkungsgrad.
- Der Transport von Erdgas in gasförmigem Aggregatzustand vom Erzeuger zum Verbraucher durch Pipelines ist leichter als der entsprechende Transport des flüssigen Erdöls.

Erdgas wird in Europa vorwiegend in gasförmigem Aggregatzustand transportiert und gelagert. Um Nachfrageschwankungen bei der in der Zukunft verstärkten Nutzung von Erdgas ausgleichen zu können, werden in zunehmendem Maße größere Kapazitäten zur Lagerung von Erdgas erforderlich. Zur Minimierung des erforderlichen Speichervolumens bietet sich an, Erdgas zu verflüssigen. Dies erfolgt bei atmosphärischem Druck bei einer Temperatur von $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$. Es entsteht "liquified natural gas" (LNG), das an Behältervolumen nur ca. 1/600 des Volumens für den gasförmigen Zustand benötigt. Die LNG-Behälter müssen aus sicherheitstechnischen Gründen für die extreme Tieftemperatur von $-162\text{ }^{\circ}\text{C}$ ausgelegt werden. Dies erfordert vom entwerfenden Ingenieur besondere Beachtung bei der Auswahl der Materialien und bei der konstruktiven Durchbildung von LNG-Behältern.

1.2 Bauweise und Beanspruchung von LNG-Behältern, Anforderungen an LNG-Behälter

LNG-Behälter werden heute aus sicherheitstechnischen Gründen zweischalig ausgeführt (Bild 1.1). Der kreiszylindrische Innentank nimmt das flüssige Erdgas auf. Der kreiszylindrische Außentank umschließt als Sicherheitsbehälter den Innentank. Um die Verdampfungsrate auf ein Minimum zu begrenzen, wird der Spalt zwischen Innen- und Außentank mit Wärmedämmmaterial ausgefüllt.

Die LNG-Behälter werden thermisch und mechanisch beansprucht. Sie müssen für die Lastfälle des Betriebs sowie für alle vorstellbaren Störfälle bemessen werden. Das Entstehen hochexplosiver Gaswolken beim Auslaufen des Tankinhalts ist in jedem Fall zu verhindern. Aus diesem Grunde müssen auch hypothetische Lastfälle berücksichtigt werden. Über die Auslegung von LNG-Behältern wird von Fall zu Fall und unterschiedlich entschieden.

Im folgenden wird das Wesentliche zu Bauweise und Beanspruchung von LNG-Behältern sowie zu den Anforderungen zusammengestellt. Detaillierte Ausführungen hierzu sind den Arbeiten [15, 42] zu entnehmen.

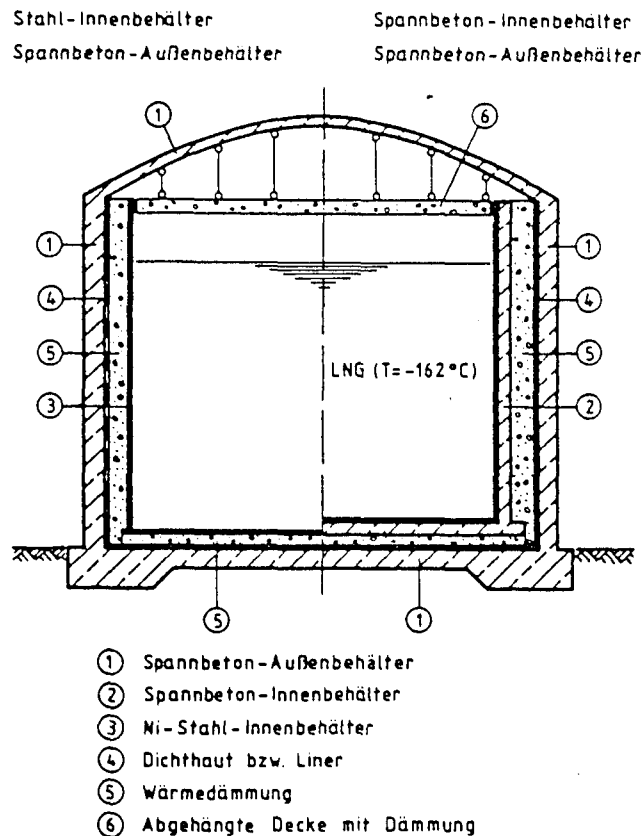


Bild 1.1: Aufbau eines zweischaligen LNG-Behälters

a) Innenbehälter

Der Innenbehälter als eigentliches Lagerbehältnis wird heute meist aus kaltzähem Nickelstahl hergestellt (Bild 1.1). Es sind allerdings auch Bestrebungen im Gange, nach denen der Innenbehälter in Spannbetonbauweise ausgeführt werden soll. Für die Spannbetonbauweise sprechen zum einen die höhere Wirtschaftlichkeit, zum anderen die größere Systemsicherheit sowie die hohe Rißzähigkeit. Darüber hinaus birgt die Stahlbauweise ein erhöhtes Risiko des Großbruchversagens: ein hypothetischer Störfall besteht darin, daß der stählerne Innenbehälter reiðverschlußartig aufreißt und die gesamte Behälterfüllung schlagartig ausläuft ("zipping-effect"). Der Innenbehälter ist im Betriebszustand den Tieftemperaturen sowie dem hydrostatischen Druck des Füllmediums ausgesetzt. Eine schockartige Abkühlung erfährt der Innenbehälter nicht; vor der Befüllung wird der Innenbehälter auf seine Betriebstemperatur geregelt abgekühlt. Vor der Inbetriebnahme wird der Innenbehälter zur Dichtigkeitsüberprüfung mit Wasser gefüllt. In

vielen Fällen stellt sich der Wasserdruck als der für die Bemessung maßgebende Lastfall heraus.

b) Außenbehälter

Der Außenbehälter ist der Sicherheitsbehälter der Gesamtanlage. Er nimmt im Betriebszustand die Umgebungstemperatur an und ist damit "warm". Seine Aufgabe liegt in der Gefahrenabwehr bei inneren und äußeren Störfällen. Zu den inneren Störfällen gehören: Leckage des Innentanks, Überfüllen des Innentanks, Brand; zu den äußeren Störfällen zählen: Explosionsdruck, Erdbeben, evtl. Flugzeugabsturz, evtl. Brand im Nachbartank. Im Falle schlagartigen Aufreißens des Innentanks trifft eine Strahlkraft des Füllmediums auf den Außenbehälter. Der Außenbehälter wird großflächig schockartig abgekühlt und zunehmend unter hydrostatischen Druck infolge LNG-Füllung gesetzt.

Über die Dringlichkeit der Anforderungen nach absoluter Gas- oder bzw. und Flüssigkeitsdichtigkeit von Außenbehältern im Störfall wird heute noch gestritten. In jedem Fall muß das Entweichen größerer Mengen des Füllmediums verhindert werden.

Aus den zuvor genannten Gründen werden Außenbehälter heute ausschließlich in Massivbauweise erstellt; insbesondere ist hier die Spannbetonbauweise geeignet.

c) Wärmedämmmaterial zwischen Innen- und Außenbehälter

Zur Verringerung der Verdampfungsrate wird im Ringspalt zwischen Innen- und Außenbehälter eine Wärmedämmung aus Perlite oder Faserstoffen eingebaut. Aufgrund der höheren statischen Beanspruchung des Dämmmaterials zwischen den Bodenplatten von Innen- und Außenbehälter wird hier Schaumglas vorgesehen. Untersuchungen haben ergeben, daß die Wärmedämmung im Ringspalt im hypothetischen Störfall "Aufreißen des Innentanks" eine dämpfende Wirkung auf die dynamische Beanspruchung des Außenbehälters hat. Darüber hinaus setzt die Wärmedämmung im zuvor genannten Störfall den Temperaturzwang im Außenbehälter beträchtlich herab.

1.3 Ziel der Arbeit und Überblick

Die vorliegende Arbeit setzt sich zum Ziel, die Verformung und Ribbildung last- und zwangbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile aus Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen zu studieren.

Den Untersuchungen liegen die folgenden Beanspruchungszustände von Innen- und Außenbehälter zugrunde:

1. Bei der Bemessung des Spannbeton-Innenbehälters für den Betriebslastfall wird davon ausgegangen, daß der Innenbehälter tiefkalt und infolge Flüssigkeitsdruck lastbeansprucht ist. Die Tieftemperatur ist über den Querschnitt konstant. Der Ingenieur benötigt Angaben zu Verformung und Ribentwicklung und die damit einhergehende Steifigkeitsabnahme u.a. zur Überprüfung der Flüssigkeitsdichtigkeit des Innenbehälters und der Integrität des Liners bzw. der Dichthaut.
2. Bei der Bemessung des Spannbeton-Außenbehälters wird vom Störfall "Leckage des Innenbehälters" ausgegangen. Der Außenbehälter erfährt einen einseitigen großflächigen Kälteschock. Die Temperaturen über den Querschnitt sind instationär. Die Außenbehälterwand wird infolge einseitigen Kälteschocks zwangbeansprucht. Ebenso sind Rib- und Steifigkeitsentwicklung sowie das Verformungsverhalten unter Zwangbeanspruchung zu klären, um eine ausreichende Flüssigkeitsdichtigkeit des Außenbehälters und die Linerintegrität zu gewährleisten.

Die Arbeit wird in die folgenden Abschnitte unterteilt:

Der Abschnitt 1 zeigt die baupraktische Bedeutung und das Ziel der Arbeit auf.

Im Abschnitt 2 wird der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Materialkennwerte von Normal- und Konstruktionsleichtbeton behandelt. Es werden Ansätze zur Beschreibung der Kennwerte bei tiefen Temperaturen formuliert.

Im Abschnitt 3 werden die Tieftemperatureigenschaften von Spann- und Bewehrungsstahl zusammengefaßt und formuliert.

Der Abschnitt 4 befaßt sich mit dem Verbundverhalten von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen. Es werden anhand von Versuchen der Einfluß der Betonierrichtung, der Lage des Bewehrungsstabes und der Lagerungsart untersucht und für diese Parameter τ_v - v -Beziehungen aufgestellt. Darüber hinaus wird das unterschiedliche Sprengbruchverhalten von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen näher beleuchtet.

Im Abschnitt 5 wird die Temperaturentwicklung im Betonquerschnitt infolge eines einseitigen Kälteschocks untersucht. Zur Berechnung wird von der Lösung der allgemeinen Wärmeleitungsgleichung ausgegangen. Es werden tieftemperaturmodifizierte Ansätze zur Beschreibung der Wärmeleitfähigkeit und der spezifischen Wärme von Normal- und Konstruktionsleichtbeton vorgestellt.

Im Abschnitt 6 wird ein allgemeines analytisches Berechnungsmodell für die Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen im Zustand I und II entwickelt. Das Berechnungsmodell gilt für Last- und Zwangbeanspruchung sowie für stationäre und instationäre Temperaturbedingungen gleichermaßen. Eine Parameterstudie zeigt als Ergebnis des Berechnungsmodells den Einfluß von Betongüte, Vorspanngrad, Lagerungsart und Bewehrungsgrad auf die Last- und Zwangbeanspruchung bei tiefen Temperaturen. Der Ansatz zur Beschreibung der Betonmitwirkung zwischen den Rissen baut auf Versuchsergebnissen auf. Es werden M - κ - und N - ε -Linien für last- und infolge einseitigen Kälteschocks zwangbeanspruchte Stahl- und Spannbetonstäbe bei tiefen Temperaturen berechnet.

Im Abschnitt 7 wird die Rißbildung lastbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile bei tiefen Temperaturen behandelt sowie die Rißbildung von zwangbeanspruchten Stäben bei einem einseitigen Kälteschock. Zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes und der Rißbreite werden bekannte halbempirische RT-Ansätze tieftemperaturmodifiziert. Es wird von dem allgemeinen Berechnungsmodell und der Be-

tonmitwirkung nach Abschn. 6 ausgegangen.

Im Abschnitt 8 werden die rechnerischen Ansätze anhand von Versuchsergebnissen überprüft.

Im Abschnitt 9 werden baupraktische Empfehlungen formuliert, wobei insbesondere auf die Verwendung von Konstruktionsleichtbeton im LNG-Behälterbau eingegangen wird.

Der Abschnitt 10 faßt das Ergebnis der Arbeit zusammen und weist auf offene Probleme hin.

Der Abschnitt 11 enthält das Literaturverzeichnis.

2. Tieftemperatureigenschaften von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen

2.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse

Die Untersuchungen der Materialeigenschaften von Normalbeton bei TT sind heute weitgehend abgeschlossen. Hierüber wird in zahlreichen Arbeiten berichtet, so z.B. in [6, 14, 27, 34, 85, 86, 88, 98, 110, 126, 130]. Die Kenntnisse über die Materialeigenschaften von Konstruktionsleichtbeton bei TT sind dagegen zur Zeit noch spärlich. Erste Ergebnisse sind in [6, 9, 80, 85, 86] zusammengestellt.

In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Materialeigenschaften von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei TT gegenübergestellt. Der Übersichtlichkeit halber wird in den Darstellungen ausschließlich auf die Untersuchungsergebnisse des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig zurückgegriffen. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen werden TT-Materialgesetze für NB und LB entwickelt. Die TT-Materialgesetze sind das nötige Rüstzeug für das in Abschnitt 6 vorgestellte Berechnungsmodell.

2.2 Gefriervorgänge beim Abkühlen der Betone

Zu den Gefriervorgängen beim Abkühlen von Normalbeton und Zementstein sind in den letzten Jahren zahlreiche Forschungsarbeiten entstanden [24, 119, 126, 130, 134].

Im folgenden werden nur die wesentlichen Erkenntnisse zusammengefaßt:

- Reines Wasser gefriert bei Atmosphärendruck bei ca. 0 °C, verbunden mit einer Volumenzunahme von 9,1 %.
- Lösliche Substanzen im Porenwasser führen zu einer Gefrierpunktniedrigung.

- In Poren mit kleinerem Radius binden Oberflächenkräfte das Wasser an die Porenoberfläche. Aus diesem Grunde sinkt der Gefrierpunkt des Porenwassers mit abnehmenden Porenradien.
- Während des Gefriervorganges sind Eis, Wasserdampf und Wasser an den Porenoberflächen gleichzeitig vorhanden.
- Durch die Volumenvergrößerung infolge Eisbildung kann nicht gefrorenes Wasser in Nachbarporen verdrängt werden, sofern diese einen ausreichenden Verdrängungsraum haben.
- Dampf-, Wasser- und Eisdrücke infolge Volumenvergrößerung beim Phasenübergang können den Normalbeton bzw. den Zementstein schädigen.
- Das Eis in den Poren kann Druck- und Zugkräfte aufnehmen. Dies ist u.a. vom Wasserfüllungsgrad der Poren abhängig.
- Es können Gefügespannungen und Risse infolge unterschiedlicher thermischer Dehnung und Steifigkeit von Zuschlag und Zementstein entstehen.

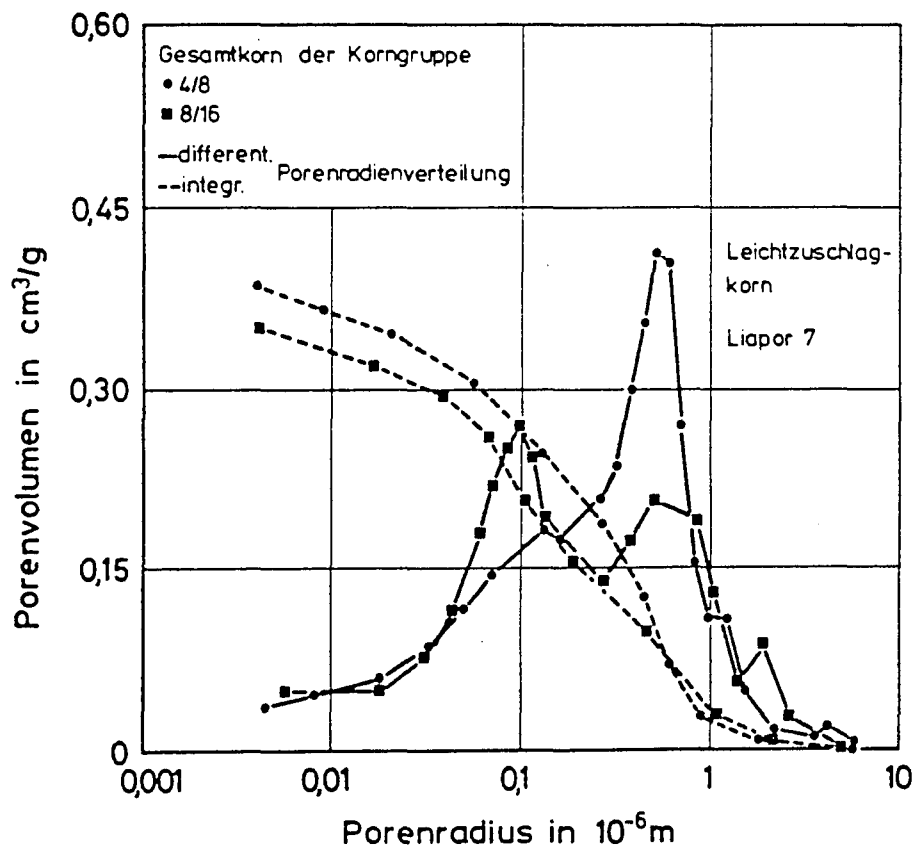


Bild 2.1: Integrale und differentiale Porenradienverteilung von Leichtzuschlag Liapor 7 der Korngruppen 4/8 und 8/16

Prinzipiell laufen die beschriebenen Gefriervorgänge auch im LB ab. Im Unterschied zum NB gefriert hier zusätzlich das Porenwasser der Leichtzuschläge. Das Bild 2.1 zeigt die integrale und differentiale Porenradienverteilung von hochfestem Leichtzuschlag Liapor 7 der Korngruppen 4/8 und 8/16. Der Verlauf der Meßwerte der differentialen Porenradienverteilung hat zwei Maxima: Das erste Maximum bei einem Porenradius von ca. $0,5 \cdot 10^{-6}$ m charakterisiert die Schalenstruktur der Leichtzuschläge, das zweite Maximum bei ca. $0,1 \cdot 10^{-6}$ m den Zuschlagkern. Weitere Ausführungen sind der Forschungsarbeit [82] zu entnehmen. Vergleicht man die Porenradienverteilung der Leichtzuschläge mit der Porenradienverteilung eines Mörtels [130], so fällt auf, daß die Porenradien des Leichtzuschlags mehr als eine Zehnerpotenz größer sind als die des Mörtels. Entsprechend den Ausführungen zuvor ist zu erwarten, daß beim Abkühlen von LB zuerst das Wasser in den Leichtzuschlagporen gefriert, das Wasser in den feineren Poren der Matrix erst nach weiterer Abkühlung. Hierauf wird noch in Abschnitt 2.4.1 eingegangen.

2.3 Kriterien für die Anwendung der Betone bei tiefen Temperaturen

Es ist wesentlich bei der Auswahl der Betone für die TT-Anwendung, die Menge gefrierbaren Wassers im Beton auf ein Minimum zu beschränken. Nur so können größere Gefügeschädigungen infolge des Gefrierprozesses weitgehend verhindert werden. Ein Minimum an gefrierbarem Wasser läßt sich bei NB und LB erreichen: Zum einen durch Reduzierung des Wasserzementwertes bzw. des effektiven Wasserzementwertes, zum anderen durch Verhinderung lagerungsbedingter zusätzlicher Wasseraufnahme der Betone. Bei der Herstellung von LB sollte darauf geachtet werden, daß möglichst trockene Leichtzuschläge eingebaut werden [85, 86]. Nach ersten Untersuchungen [82] sollte die massebezogene Kernfeuchte der Leichtzuschläge 8 % nicht überschreiten. Zur leichteren Verarbeitung von LB mit kleinem W/Z-Wert ist die Anwendung eines Fließmittels zu empfehlen. Die Fließmittelmenge sollte nicht mehr als 2 % der Zementmenge betragen.

2.4 Werkstoffmodelle für Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen .

2.4.1 Zusammensetzung der Betone und wesentliche Kennwerte bei RT

Die im folgenden vorgestellten Berechnungsmodelle zur Beschreibung der Materialkennwerte von Beton bei TT werden aus Versuchsergebnissen abgeleitet. Es ist zum Verständnis der Ergebnisse erforderlich, die Zusammensetzung und wesentliche Prüfergebnisse der Betone bei RT zu kennen. Diese sind in der Tabelle 2.1 zusammengestellt. Um die mittlere Feuchte der LB extrem zu variieren, wurde zum einen ein versiegelter LB unter Verwendung von vorgefeuchteten Leichtzuschlägen gewählt, zum anderen ein normalgelagerter (+ 20 °C/65 % r.F.) LB unter Verwendung von ofentrockenen Leichtzuschlägen. Der Kürze halber wird im weiteren nur von "versiegeltem" bzw. "normalgelagertem" LB gesprochen.

2.4.2 Thermisches Dehnverhalten der Betone bei tiefen Temperaturen

Im Bild 2.2 ist das thermische Dehnverhalten von Normal- und Konstruktionsleichtbeton unterschiedlicher Lagerung bei TT gegenübergestellt. Es sind die Versuchsergebnisse für die Betone dargestellt, die bei der Herstellung der in dieser Arbeit beschriebenen Versuchskörper bzw. Probekörper verwendet wurden. Zusätzlich ist im Bild 2.2 zum Vergleich die thermische Dehnung des vorgefeuchteten Leichtzuschlags Liapor 7 der Korngruppe 8/16 mit aufgenommen.

Die Expansion von NB und LB ist umso stärker ausgeprägt, je höher die mittlere Betonfeuchte ist. Die Expansion von LB während der Abkühlung ist deutlich größer als die Expansion von NB. In [85, 86] wird zusätzlich der Einfluß der Kernfeuchte der Leichtzuschläge und der Zementleimenge auf das thermische Dehnverhalten von LB untersucht. Die Expansionen wachsen mit zunehmender Kernfeuchte; der Einfluß ist wesentlich geringer als der Einfluß der Lagerung. Die Zementleimenge

hat keinen wesentlichen Einfluß auf das thermische Dehnverhalten von LB bei TT.

Tab. 2.1: Zusammensetzung der Betone und wesentliche Kennwerte bei RT

Eigenschaft	Einheit	Beton			
		B 25 versiegelt	B 45 versiegelt	LB 45 versiegelt	LB 45 normal- gelagert
Konsistenzbereich	-	K 2/3	K 2/3	K 2/3	K 2/3
Verdichtungsmaß	-	1,08	1,10	1,10	1,11
W/Z-Wert bzw. $W_{\text{wirks.}}/Z$ -Wert	-	0,8	0,6	0,46 ¹⁾	0,45 ¹⁾
Gesamtwassergehalt $W_{\text{ges.}}$	kg/m ³	237	210	287	224
Wassergehalt der vorgefeuchteten Leichtzuschläge	kg/m ³	-	-	105	-
Wasseraufnahme trockener Leichtzuschläge W_{30}	kg/m ³	-	-	-	42
wirksamer Wassergehalt $W_{\text{wirks.}}$	kg/m ³	-	-	182	182
Zementgehalt Z; NB: PZ 35 F LB: PZ 45 F	kg/m ³	296	350	350	363
EFA-Füller	kg/m ³	-	-	80	82
Fließmittel	kg/m ³	-	-	4,5	5,0
Natursand 0/2 mm	kg/m ³	960	567	341	338
Zuschlag 2/8 mm	kg/m ³	768	907	-	-
Zuschlag 8/16 mm	kg/m ³	192	416	-	-
Liaporsand 0/4 mm	kg/m ³	-	-	202	200
Liaporkorn 4/8 mm	kg/m ³	-	-	241	239
Liaporkorn 8/16 mm	kg/m ³	-	-	259	256
Summe	kg/m ³	1920	1890	1043	1033
Frischbetonrohddichte (gemessen)	kg/dm ³	2,34	2,38	1,84	1,78
Betonrohddichte nach 28 Tg.	kg/dm ³	2,28	2,34	1,74	1,73
Würfeldruckfestigkeit β_w n.28 Tg.	N/mm ²	32	50	55	56
Würfeldruckfestigkeit β_w bei VD	N/mm ²	34	52	64	63
Elastizitätsmodul bei VD	N/mm ²	21.900	28.200	17.970	18.160
Spaltzugfestigkeit bei VD	N/mm ²	2,9	4,5	2,2	2,6
mittlere Feuchte u_m bei VD	%	7,4	5,7	12,8	8,5 ²⁾

1) unter zusätzlichem Ansatz von $\frac{1}{2}$ Füller

2) Mittel u_m über gesamten Querschnitt 20 x 40 cm²

Probeformen: Würfel 15/15/15 cm³

Zylinder Ø/h = 15/30 cm

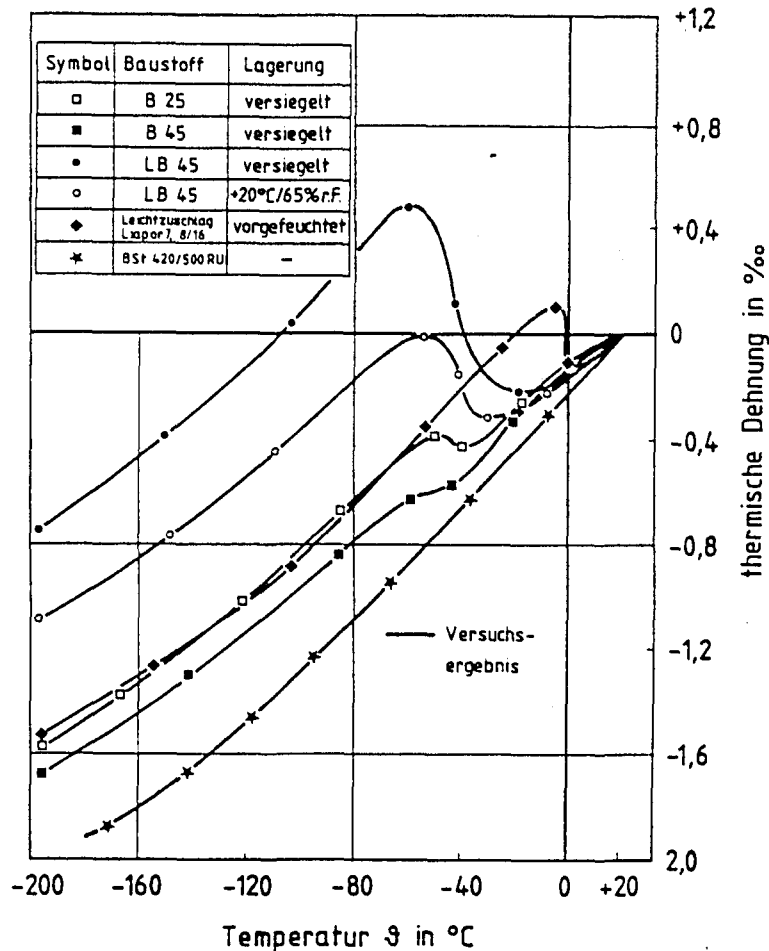


Bild 2.2: Thermische Dehnung von Normal- und Konstruktionsleichtbeton sowie von Leichtzuschlag und Betonstahl bei TT

Das Bild 2.2 zeigt, daß die Expansion von vorgefeuchtetem Leichtzuschlag unmittelbar bei Erreichen von $\pm 0^\circ\text{C}$ beginnt, die Expansion von LB bzw. NB erst bei ca. -20 bis -30°C bzw. bei ca. -40°C . Dies ist darauf zurückzuführen, daß während der Abkühlung zuerst das Wasser im grobporigen Leichtzuschlagkorn gefriert, erst nach weiterer Abkühlung das Wasser in den deutlich feineren Poren des Zementsteins (s. Abschnitt 2.2). Die Volumenzunahme des im Mörtelgerüst eingebetteten Leichtzuschlags kann sich nicht frei entfalten, so daß hohe Gefügespannungen (= Druckspannungen auf das Mörtelgerüst) auftreten. Dies dürfte die Hauptursache für die gegenüber NB größere Expansionsneigung von LB beim Gefrieren sein. Hier sind noch weitere Untersuchungen unbedingt erforderlich. Insbesondere ist der Wassertransport zwischen Leichtzuschlagkorn und der umgebenden Matrix sowie der Einfluß von Leichtzuschlagsand 0/4 mm auf das thermische Dehnverhalten von LB bei TT zu klären. Das thermische Dehnverhalten von unter-

schiedlich feuchtem Leichtzuschlag Liapor 7 der Korngruppen 4/8 und 8/16 wird in [82] eingehend untersucht.

Die Ausführungen verdeutlichen, daß das thermische Dehnverhalten von LB bei TT von vielen Einflüssen abhängt; darüber hinaus streuen die Versuchsergebnisse beträchtlich [86]. Aus diesem Grunde kann ein allgemeingültiges Berechnungsmodell zur Beschreibung des thermischen Dehnverhaltens von LB bei TT zur Zeit noch nicht angegeben werden. Zur Überprüfung der theoretischen Ansätze wird in der vorliegenden Arbeit von den Versuchsergebnissen ausgegangen. In [112] wird vorgeschlagen, die thermische Dehnung von NB bei TT wie folgt zu berechnen:

$$\varepsilon_{b\vartheta} = \alpha_{b\vartheta} (\vartheta - 20) \quad (2.1)$$

$$\alpha_{b\vartheta} = \left(\frac{273 + \vartheta}{6,55 \cdot W \cdot 10^{-10}} \right)^{(0,088 - \frac{W}{100})} \cdot 10^{-6} \quad [^{\circ}\text{C}^{-1}] \quad (2.2)$$

Bei der Anwendung wird allerdings vorausgesetzt, daß der NB nicht expandiert.

2.4.3 Druckfestigkeit bei tiefer Temperatur

Der Zuwachs der Zylinderdruckfestigkeit von NB bei TT ist erheblich größer als der von LB [6, 85, 86]. In [82] wird nachgewiesen, daß die Kornfestigkeit von Leichtzuschlägen, die Porenwasser enthalten, ebenfalls bei TT zunimmt. Die Leichtzuschläge bleiben allerdings auch bei TT die "Schwachstellen" des LB-Gefüges. Hierauf ist der geringere Festigkeitszuwachs von LB gegenüber NB zurückzuführen. Der Zuwachs der Zylinderdruckfestigkeit von NB ist nach [112] neben der Tieftemperatur von der mittleren Betonfeuchte abhängig. Nach [85, 86] ist der Festigkeitszuwachs von LB weitgehend unabhängig von der mittleren LB-Feuchte, der Kernfeuchte der Leichtzuschläge und der Zementleimmenge. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit von NB und LB läßt sich nach [80, 112] für den Bereich tiefer Temperaturen wie folgt formulieren:

Normalbeton

$$\beta_{c9} = \beta_{c0} + 12 u_m \left[1 - \left(\frac{9 + 170}{190} \right)^2 \right] \quad (2.3)$$

Konstruktionsleichtbeton

$$\beta_{c9} = \beta_{c0} + 45 \left[1 - \left(\frac{9 + 170}{190} \right)^2 \right] \quad (2.4)$$

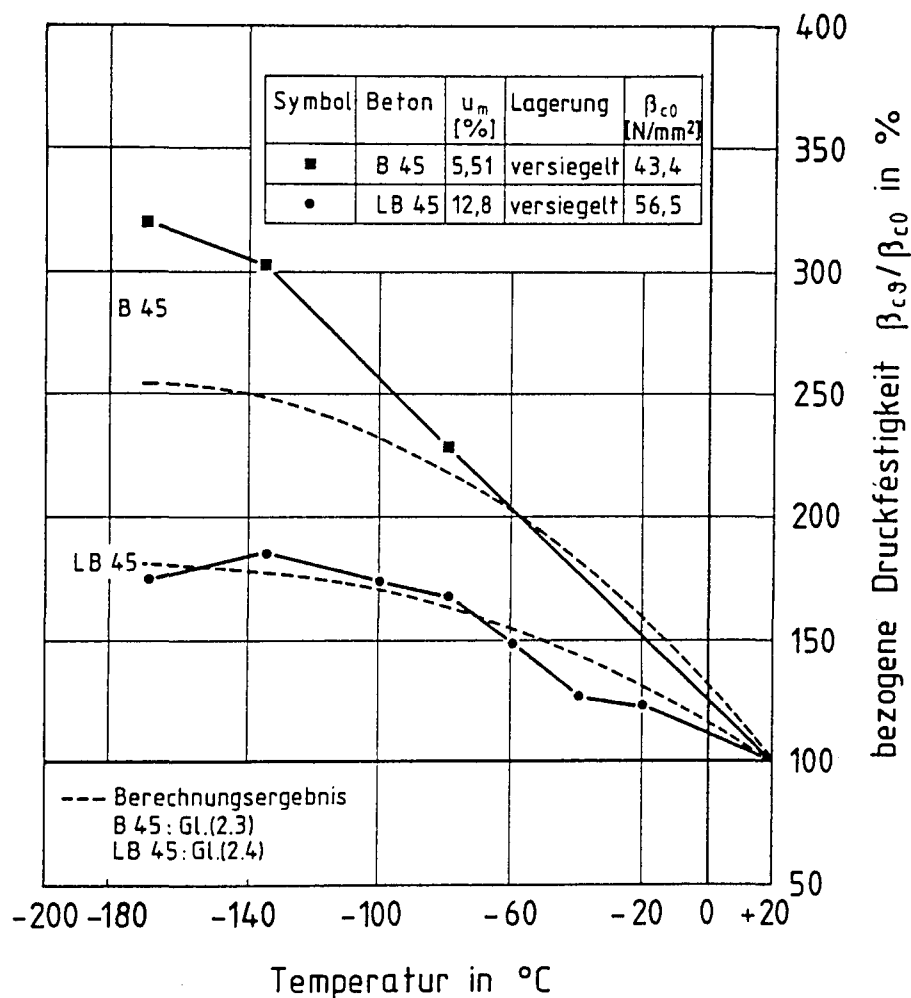


Bild 2.3: Auf $\vartheta = +20$ °C bezogene Zylinderdruckfestigkeit von versiegeltem NB und LB bei TT; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

In Bild 2.3 wird das Versuchsergebnis mit dem Berechnungsergebnis auszugsweise für versiegelten B 45 und LB 45 verglichen. Es ist die auf $\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ bezogene Zylinderdruckfestigkeit aufgetragen.

2.4.4 Spannung-Dehnungs-Linie, Druckelastizitätsmodul und Druckbruchdehnung bei tiefer Temperatur

Die Spannung-Dehnungs-Linien von mittig gedrücktem NB sind bei RT und TT deutlich mehr gekrümmt als die σ - ϵ -Linien von LB (Bild 2.4). Mit sinkenden Temperaturen werden die σ - ϵ -Linien von NB und LB zunehmend geradlinig. Die σ - ϵ -Linien lassen sich wie folgt annähern:

$$\frac{\sigma_c}{\beta_{c\vartheta}} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c\vartheta}}\right)^n \quad (2.5)$$

$$\text{mit } n = 1 + \frac{\vartheta + 170}{170} ; 1 \leq n \leq 2 \quad \text{für NB} \quad [112]$$

$$\text{mit } n = 1 + 0,18 \frac{\vartheta + 170}{170} ; 1,0 \leq n \leq 1,2 \quad \text{für LB} \quad [80, 85, 86]$$

$\beta_{c\vartheta}$ nach Gl.n. (2.3), (2.4)

$\epsilon_{c\vartheta}$ nach Gl.n. (2.8) bis (2.11)

In Bild 2.4 wird die Überprüfung des Rechenansatzes durch Versuchsergebnisse auszugsweise nur für versiegelten B 45 und LB 45 vorgenommen.

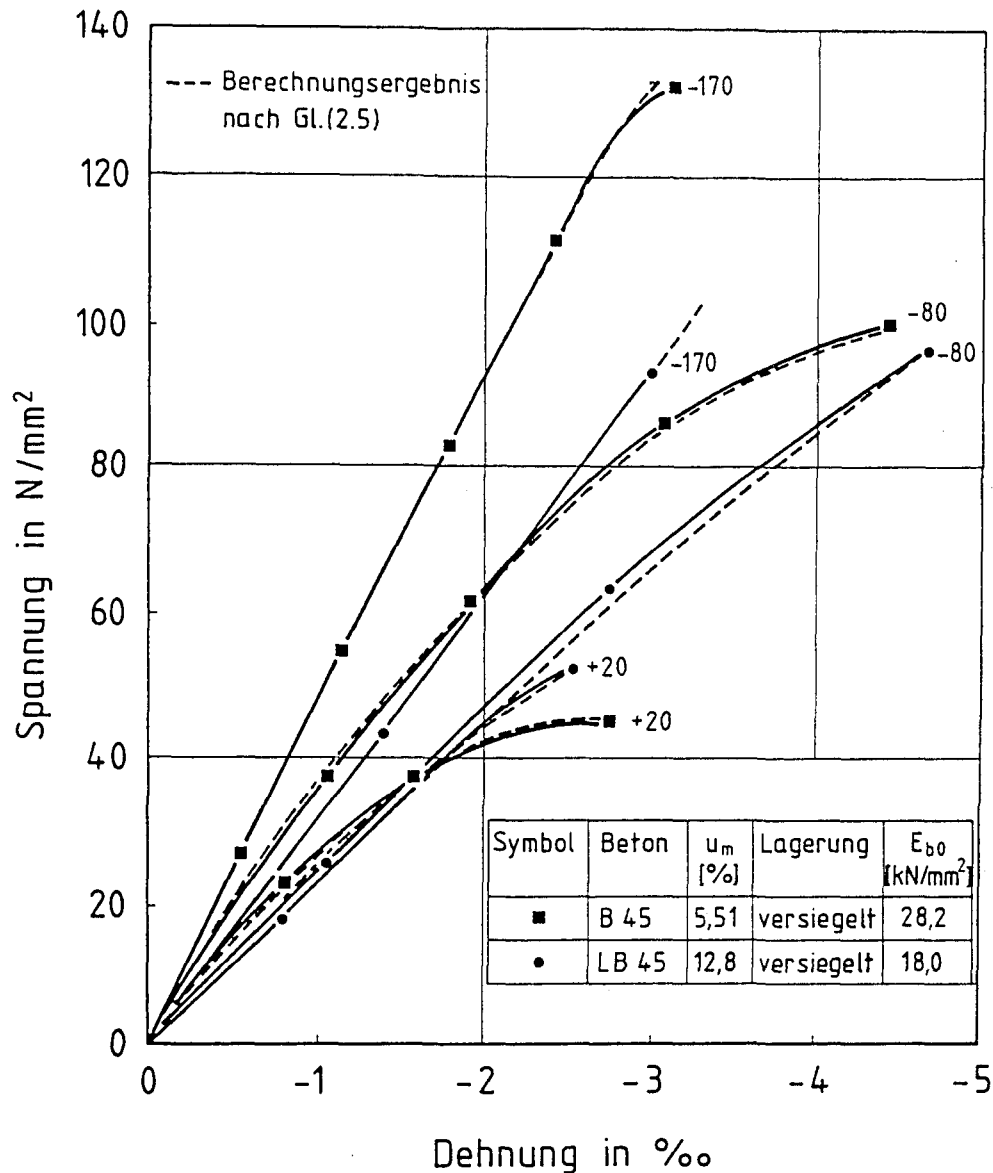


Bild 2.4: Spannung-Dehnungs-Linien von versiegeltem NB und LB bei TT;
Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis für LB

Der Zuwachs des Druckelastizitätsmoduls von NB infolge TT ist im Gegensatz zum LB abhängig von der mittleren Betonfeuchte [80, 85, 86, 88, 112]. Der auf + 20 °C bezogene Druck-E-Modul von NB entspricht weitgehend dem von LB [85]. Eine Abhängigkeit des Druck-E-Moduls von der Zementleimmenge und der Kernfeuchte der Leichtzuschläge existiert nicht, vgl. [86]. Nach [80, 88] kann der Druck-E-Modul von NB und LB bei TT nach den folgenden Ansätzen berechnet werden:

Normalbeton

$$E_{b\vartheta} = E_{b0} + 4 u_m \left[1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right] \quad (2.6)$$

Konstruktionsleichtbeton

$$E_{b\vartheta} = E_{b0} + 9,6 \left[1 - \sqrt{\frac{\vartheta + 170}{190}} \right] \quad (2.7)$$

Die Druckdehnung von NB unter der Zylinderdruckfestigkeit hat bei ca. - 80 °C ein Maximum; sie wird in [88, 112] in Abhängigkeit von der mittleren Betonfeuchte angegeben. Bei LB liegt das Maximum bei ca. - 60 °C. Ein deutlicher Einfluß der mittleren Feuchte, der Kernfeuchte der Leichtzuschläge und der Zementleimmenge auf die Druckdehnung von LB bei TT läßt sich nicht nachweisen [86]. Die Beschreibung der Druckdehnung erfolgt bei NB und LB gesondert für zwei Temperaturbereiche [80, 112]:

Normalbeton

$$\epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c0} - \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 80}{100} \right)^2 \right] \frac{u_m}{5} \quad +20^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -80^\circ\text{C} \quad (2.8)$$

$$\epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c0} - \frac{\vartheta + 170}{90} \cdot \frac{u_m}{5} \quad -80^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -170^\circ\text{C} \quad (2.9)$$

Konstruktionsleichtbeton

$$\epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c0} - 1,5 \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 60}{80} \right) \right] \quad +20^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -60^\circ\text{C} \quad (2.10)$$

$$\epsilon_{c\vartheta} = \epsilon_{c0} + \left[0,2 - 1,7 \left(\frac{\vartheta + 170}{110} \right)^2 \right] \quad -60^\circ\text{C} \geq \vartheta \geq -170^\circ\text{C} \quad (2.11)$$

2.4.5 Zugfestigkeit der Betone bei tiefen Temperaturen

Bislang beschränkten sich die TT-Untersuchungen im wesentlichen auf die Prüfung der Spaltzugfestigkeit, da die Versuche bei TT einfacher durchzuführen sind. In [100] wird über erste Versuche zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit von versiegeltem B 45 und LB 45 bei TT berichtet. Das Verhältnis zentrische Zugfestigkeit zu Spaltzugfestigkeit beträgt bei TT bei B 45 ca. 0,56, bei LB 45 ca. 0,91. Hier sind weitere Untersuchungen dringend erforderlich.

Nach dem CEB-FIP-Model Code läßt sich die Spaltzugfestigkeit mit der Betondruckfestigkeit über den folgenden Ansatz verknüpfen:

$$\beta_{SZ,g} = c_g \cdot \beta_{cg}^{2/3} \quad (2.12)$$

Nach Auswertung zahlreicher TT-Versuchsergebnisse ergaben sich für NB und LB 45 die folgenden Faktoren c [80, 88]:

Normalbeton

$$c_g = 0,30 \text{ bis } 0,56; c_m = 0,43$$

Konstruktionsleichtbeton

$$c_g = 0,20 \text{ bis } 0,32; c_m = 0,26$$

Wie zu erwarten, fällt die auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogene Spaltzugfestigkeit von NB größer aus als die von LB 45. Im Bild 2.5 wird das Versuchsergebnis mit dem Berechnungsergebnis für LB 45 verglichen; zusätzlich ist das mittlere Berechnungsergebnis für $c_m = 0,43$ von NB eingetragen.

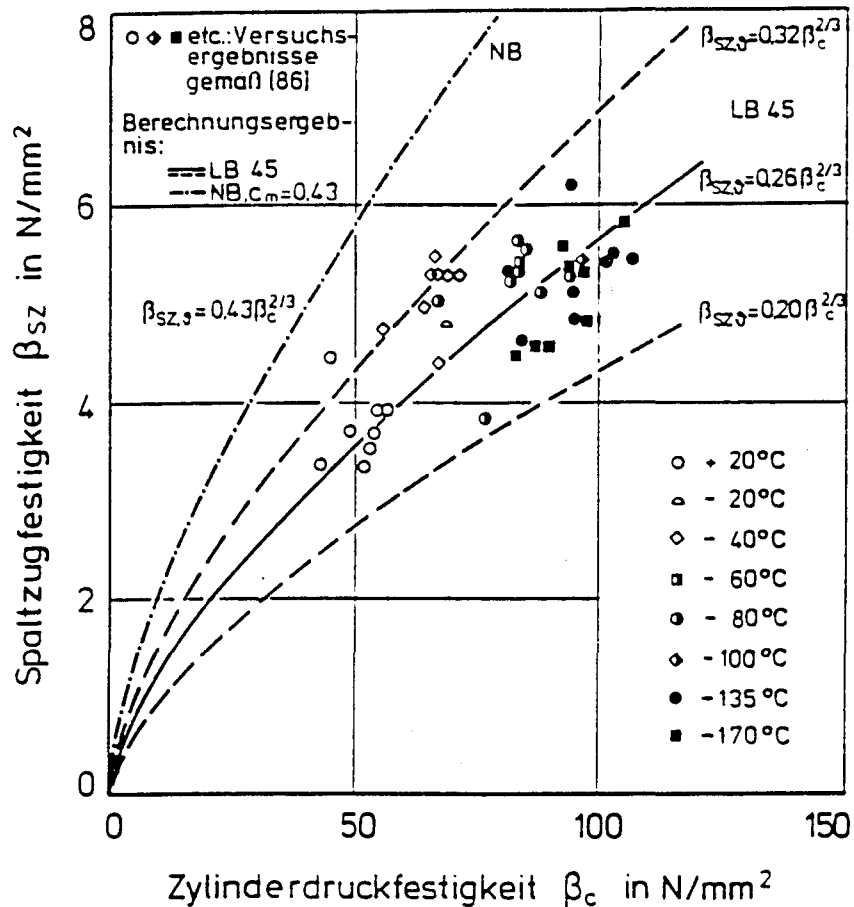


Bild 2.5: Zusammenhang von Zylinderdruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von NB und LB 45 bei TT

2.4.6 Zusammenfassung

Das thermische Dehnverhalten von LB bei TT weist darauf hin, daß die Gefügezerstörung von LB während des Gefrierprozesses stärker ausgeprägt ist als die von NB. Dies ergaben auch die Untersuchungen in [86,130] zur Ermittlung der Restfestigkeiten bei RT im Anschluß an Tieftemperaturzyklen. Es sollten bei der LB-Herstellung möglichst trockene Leichtzuschläge verwendet werden; eine zusätzliche lagerungsbedingte Wasseraufnahme während der Nutzung ist zu vermeiden. Die wesentlichen TT-Materialkennwerte von NB und LB lassen sich mittels der vorgestellten Berechnungsmodelle ausreichend genau vorherbestimmen. Zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit von NB und LB bei TT stehen noch weitere Untersuchungen aus.

3. TIEFTEMPERATUREIGENSCHAFTEN VON SPANN- UND BEWEHRUNGSSTAHL

3.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse

Für die konstruktive Durchbildung von LNG-Behältern aus Spannbeton sind umfassende Kenntnisse des Werkstoffverhaltens von Spann- und Bewehrungsstahl sowie der Konstruktionselemente bei TT erforderlich. In den letzten Jahren sind zu diesem Thema zahlreiche Forschungsarbeiten entstanden, so z.B. [25, 28, 39, 95, 98]. In den folgenden Ausführungen wird das Wesentliche über die Auswahlkriterien sowie die Eignung von Spann- und Bewehrungsstählen bei TT-Anwendung zusammengetragen. Es werden in knapper Form Berechnungsmodelle zur Beschreibung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Spann- und Bewehrungsstahl bei TT vorgestellt, die zur Berechnung von Stahl- und Spannbetonbauteilen von LNG-Behältern erforderlich sind. Die Werkstoffgesetze stellen gleichzeitig die Grundbausteine dar, mit denen die Gültigkeit des in Abschnitt 6 vorgestellten Berechnungsmodells anhand von Versuchsergebnissen überprüft wird.

3.2 Kriterien für die Anwendung von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen; Eignung der Stähle

Das wesentliche Kriterium für die TT-Anwendung von Spann- und Bewehrungsstahl besteht darin, in allen Fällen einen verformungslosen Sprödbruch zu vermeiden. Allgemein verfestigen Stähle bei TT bei gleichzeitiger Abnahme der Duktilität. Als Maß für die Duktilität sind zu nennen: Abstand der Zugfestigkeit von der Streckgrenze, Gleichmaßdehnung, Brucheinschnürung und Kerbschlagzähigkeit. Diese Kennwerte können bei TT sprunghaft kleiner werden, was auf eine zunehmende Versprödung hindeutet. Einheitliche Regelungen zur Begrenzung dieser charakteristischen Werte existieren z.Z. noch nicht; hier ist noch weitere Entwicklungsarbeit erforderlich.

Die Tieftemperatureignung von Stählen ist wesentlich vom elementaren Aufbau des Werkstoffs abhängig [95]. Mit zunehmender Kornverfeinerung

und zunehmendem Reinheitsgrad der Stahlstruktur verringert sich im allgemeinen die Spröbruchneigung; die Verfestigung fällt geringer aus. Vergütete, gezogene und angelassene Spannstähle sowie ihre Verankerungselemente genügen den Duktilitätsanforderungen bei TT. Besonders geeignet sind nickellegierte Stähle, z.B. der 9-Prozent-Nickel-Stahl X8Ni9, der innerhalb des LNG-Temperaturbereichs eine nur mäßige Abnahme der Kerbschlagzähigkeit ohne Steilabfall aufweist. Die ausschließliche Verwendung dieses Stahls ist allerdings aus wirtschaftlichen Gründen nicht vertretbar. Neuere Untersuchungen [80, 81, 83, 84, 90] haben ergeben, daß gewöhnlicher Betonstahl (z.B. BSt 420/500 RU) bedingt tieftemperaturgeeignet ist.

3.3 Berechnungsmodell zur Beschreibung der Materialkennwerte von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen

Die Zunahme des Elastizitätsmoduls von Spann- und Bewehrungsstahl erfolgt in etwa temperaturlinear und beträgt bei - 170 °C etwa 10 % [112]. Die Entwicklung des Stahl-E-Moduls bei TT (Bild 3.1) folgt damit dem folgenden Berechnungsansatz:

$$E_{s\vartheta} = E_{s0} + \frac{E_{s0}}{10} \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (3.1)$$

Der Zuwachs der Streckgrenze von Spann- und Bewehrungsstahl infolge TT wird unterschiedlich beschrieben [98,112]:

Spannstahl

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta \beta_s \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190} \right) \quad (3.2)$$

Bewehrungsstahl

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{s0} + \Delta \beta_s \left(1 - \sqrt{\frac{\vartheta + 170}{190}} \right) \quad (3.3)$$

Der absolute TT-Zuwachs $\Delta \beta_s$ sollte bei Spannstahl zu ca. 150 bis 300 N/mm² angenommen werden, bei Bewehrungsstahl zu ca. 300 bis 500 N/mm².

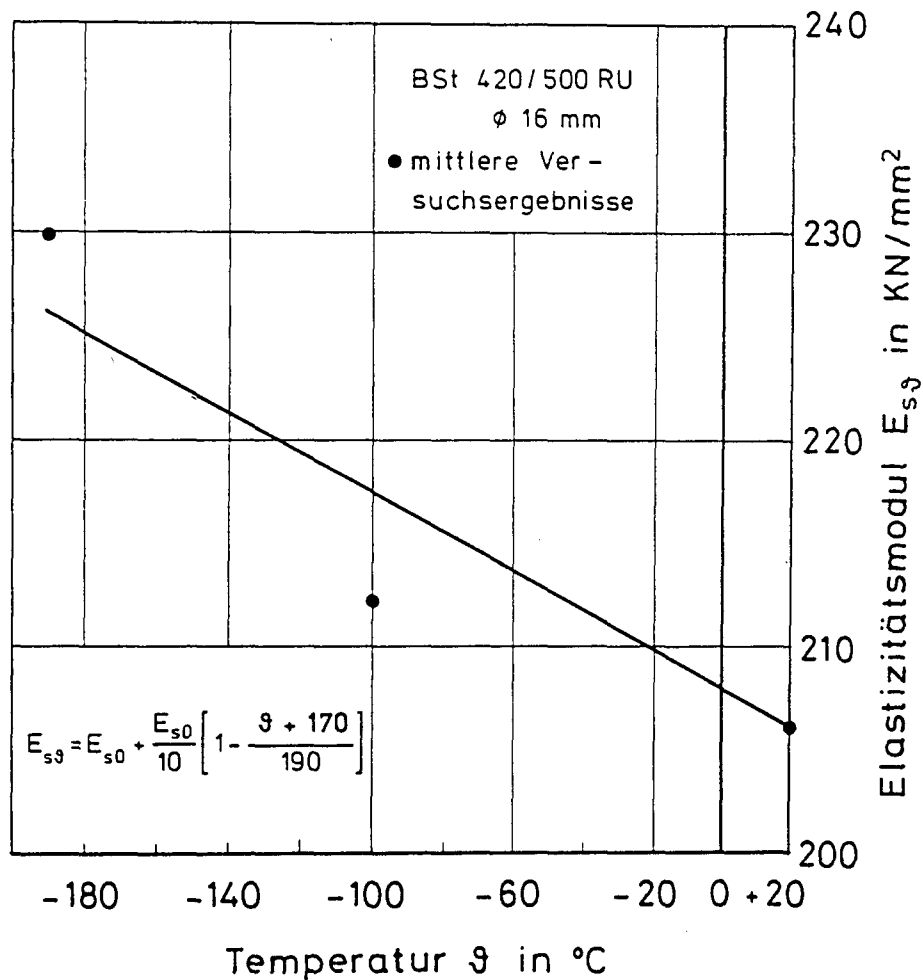


Bild 3.1: Elastizitätsmodul des Betonstahls BSt 420/500 RU bei TT; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

Das thermische Dehnverhalten von Bewehrungsstahl entspricht weitgehend dem von Spannstahl. Der Temperaturendeckungskoeffizient nimmt mit sinkenden Temperaturen kontinuierlich ab. In [88] wird

vorgeschlagen, den Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Spann- und Bewehrungsstahl bei TT nach dem folgenden Ansatz zu berechnen:

$$\alpha_{s\vartheta} = \left(\frac{\vartheta + 273,15}{3,181 \cdot 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{7,59}} \cdot 10^{-6} \quad [^{\circ}\text{C}^{-1}] \quad (3.4)$$

Im Bild 3.2 wird das Berechnungsergebnis von Gl. (3.4) dem Versuchsergebnis für einen BSt 420/500 RU gegenübergestellt. Das Bild 2.2 vergleicht das Verformungsverhalten des Betonstahls mit dem von Beton bei TT. Das unterschiedliche thermische Dehnverhalten bewirkt einen inneren thermischen Zwang in Verbundquerschnitten (s. Abschn. 6.2.1).

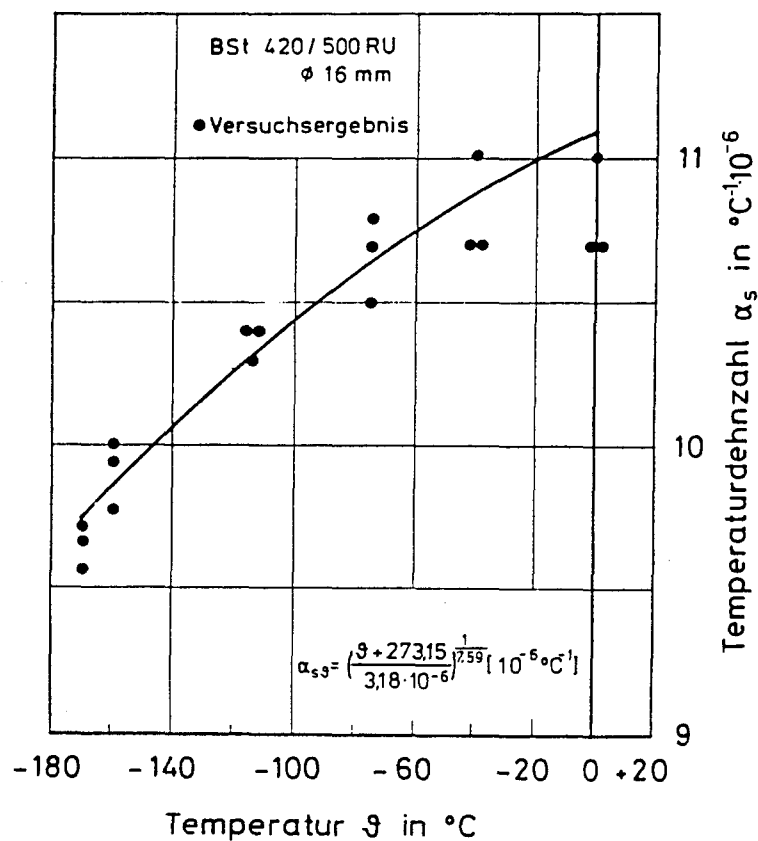


Bild 3.2: Temperatúrausdehnungskoeffizient des Betonstahls BSt 420/500 RU bei TT

3.4 Zusammenfassung

Das wesentliche Kriterium bei der Wahl von Spann- und Bewehrungsstahl für den LNG-Behälterbau ist eine ausreichende Duktilität zur Vermeidung von Sprödbrüchen bei TT. Es liegen im wesentlichen ausreichende Kenntnisse über tieftemperaturgeeignete Stähle vor. Deren Materialkennwerte bei TT lassen sich zutreffend analytisch beschreiben. Einheitliche Regelungen zum Nachweis einer ausreichenden TT-Duktilität stehen z.Z. noch aus.

4. VERBUNDVERHALTEN VON NORMAL- UND KONSTRUKTIONSLICHTBETON BEI TIEFEN TEMPERATUREN

4.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse

Die Wirkungsweise der Verbundwerkstoffe Stahl- und Spannbeton beruht auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungs- und Spannstahl und dem diesen umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel. Das Verbundverhalten beeinflusst die Verankerungslänge von Stäben, Rißabstände und -breiten sowie das Bruchverhalten der Bauteile.

Die Verbundwirkung setzt sich aus Haft-, Scher- und Reibungsverbund zusammen, wobei der Anteil aus dem Scherverbund infolge Verzahnung der gerippten Stahloberfläche mit dem Betongefüge überwiegt.

Die Beschreibung des verschieblichen Verbundes erfolgt durch die bekannte Differentialgleichung [73]:

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{4}{d_s} \frac{1+n\mu}{E_s} \tau_v(x) \quad (4.1)$$

Die Lösung der Differentialgleichung stellt die Verbundspannung als Funktion von der Relativverschiebung zwischen dem Stahl und dem umgebenden Beton als Grundgesetz dar:

$$\tau_v(x) = f(v(x)) \quad (4.2)$$

Das Grundgesetz des verschieblichen Verbundes wird im allgemeinen durch mathematische Approximation von Versuchsergebnissen gewonnen. Der Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der Relativverschiebung wird im Ausziehversuch mit kurzer Verbundlänge bestimmt. Zum Verbundverhalten von NB bei TT liegen z.Z. zahlreiche Ergebnisse vor, so z.B. [6, 27, 34, 35, 69, 89, 93, 94, 110]. In [112] wird das TT-Verbundverhalten von NB systematisch über den gesamten TT-Bereich unter Berücksichtigung unterschiedlicher Parameter untersucht. Die Kenntnisse der Verbundeigenschaften von LB bei RT und TT sind vergleichsweise gering. In [60] werden erste RT-Versuchsergebnisse zum Einfluß der Verbundlänge, Profilierung des Bewehrungsstabes, der Lage des Stabes beim Betonieren, der Betongüte bzw. der Leichtzuschlagfestigkeit und des Stabdurchmessers vorgestellt. Der Einfluß tiefer Temperaturen auf die Verbundeigenschaften von LB wurde bislang nur in [6, 80, 84] untersucht.

In [123] wird das Verbundverhalten von Spannstählen im Einpreßmörtel bei RT untersucht. Der Verbund der für die Ringvorspannung vorgesehenen glatten Litzenspannglieder ist erheblich schlechter als der Verbund einbetonierter Rippenstähle. Auch profilierter und gerippter Spannstahl in Einpreßmörtel steht in seinem Verbundverhalten dem einbetonierten Rippenstahl nach, da der Scherverbund des erhärteten Verpreßmörtels, der kein grobes Korn enthält, niedriger ist als der von Beton. Es ist zu vermuten, daß TT das Verbundverhalten von Spannstahl im Einpreßmörtel deutlich verbessern. Dies muß noch durch entsprechende TT-Versuche abgesichert werden. Der Beitrag der Spannstahlbewehrung an der Begrenzung der Rißbreiten von LNG-Bauteilen bleibt bei RT und TT vernachlässigbar klein, da die Spannstahlbewehrung in der Regel zentrisch angeordnet wird und damit die Zugzone nicht wirkungsvoll durchsetzt.

Im folgenden Abschnitt werden die wesentlichen Versuchsergebnisse zum Verbundverhalten von NB und LB bei TT zusammengestellt. Aus der Vielzahl der möglichen Parameter werden behandelt: der Einfluß tiefer Temperaturen, der Betonierrichtung, der Lage des Bewehrungsstabes und der Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Betonfeuchte. Versuchsaufbau, Probekörper und Versuchsdurchführung sind ausführlich in [80, 84, 89] beschrieben. Die Zusammensetzung der Betone ist der Tab. 2.1 zu entnehmen. In einem weiteren Abschnitt wird - auf den Versuchsergebnissen aufbauend - ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des Verbundverhaltens sowie ein Kriterium für die Sprengrißbildung von NB und LB bei TT vorgestellt.

4.2 Ergebnisse der Ausziehversuche

4.2.1 Einfluß tiefer Temperaturen

Das TT-Verbundverhalten von LB ist dem von NB qualitativ ähnlich. Die gemessenen τ_v - v -Linien [80, 84, 89] beider Betone ergeben eine nur geringfügige Steigerung der Haftverbundspannungen ($v \leq 0,01$ mm) im Tieftemperaturbereich. Die Scherverbundspannungen ($v \geq 0,01$ mm) sowie die Verbundfestigkeit werden infolge fallender Temperaturen deutlich gesteigert. Bei versiegelter Lagerung ist der Verlauf der τ_v - v -Kurven bis einschließlich $\vartheta = -100$ °C kontinuierlich. Bei Temperaturen unter $\vartheta = -100$ °C treten Sprünge der Stabendverschiebung auf. Diese Erscheinung wird in [112] auf den veränderten Verlauf der Rißbildung bei TT zurückgeführt. Die von den Rippen ausgehenden radialen Verbundrisse und die bei weiterer Laststeigerung entstehenden Längsrisse entstehen bei RT allmählich. Bei TT erfolgt die Verbundriß- und Längsrißbildung infolge der Betonversprödung dagegen schlagartig. Die Neigung zum schlagartigen Versagen durch Gleitbruch bei TT ist bei NB und LB etwa gleich ausgeprägt.

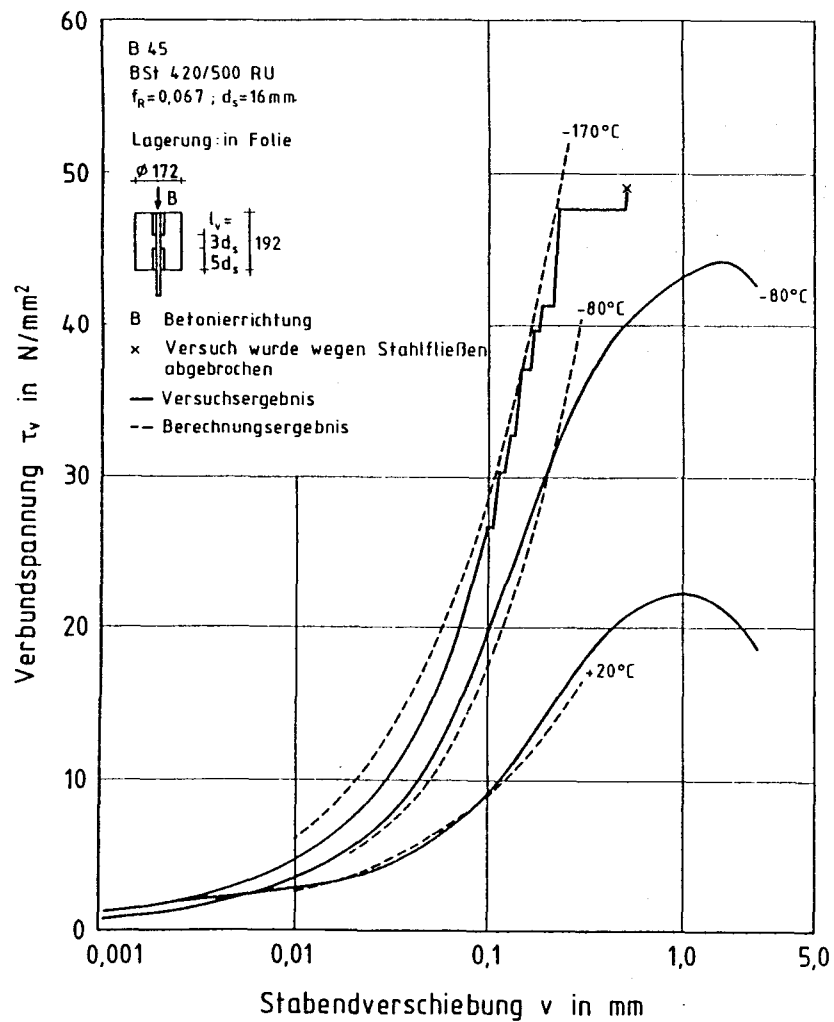


Bild 4.1: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem B 45 (Betonierrichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT; Vergleich Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

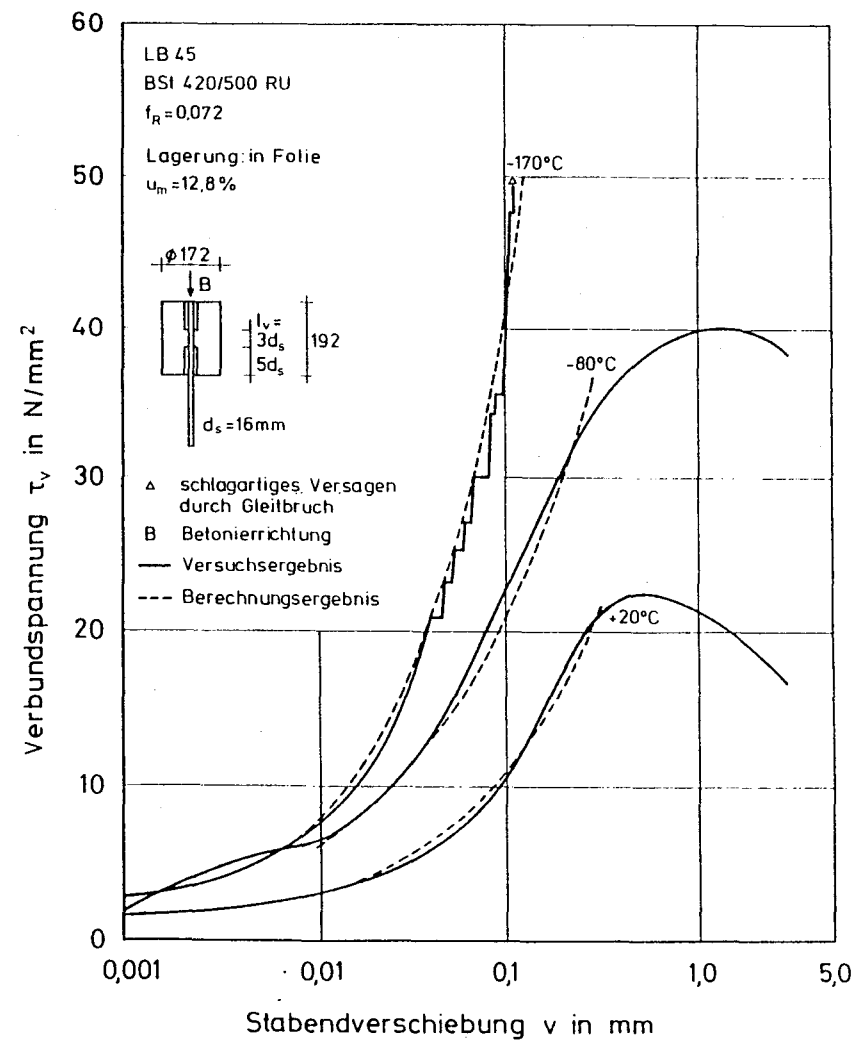


Bild 4.2: Mittlere Verbundspannungen von versiegeltem LB 45 (Betonierrichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung bei TT; Vergleich Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

Zwei wesentliche Unterschiede im Verbundverhalten von NB und LB bei TT liegen in der Verbundsteifigkeit und beim Sprengbruchversagen. Die Bilder 4.1 und 4.2 zeigen die τ_v -v-Linien eines versiegelten B 45 und LB 45 bei zentrischer Bewehrungsstablage für ausgewählte Temperaturen.

Die Verbundsteifigkeit des LB 45 ist bei RT und TT größer als die des B 45. Dies läßt sich wie folgt erklären: Bei mittlerer Verbundbeanspruchung entscheidet im wesentlichen die Steifigkeit des Mörtels unter den Rippen die Verbundrißbildung und damit die Stabendverschiebung. Die Steifigkeit des Mörtelgerüsts des LB 45 ist deutlich größer als die des B 45.

Tiefe Temperaturen fördern bei NB und LB das Sprengbruchversagen. Das Sprengbruchversagen bzw. die Längsrißbildung wird durch Erreichen der Betonzugfestigkeit in dem den Bewehrungsstab umgebenden Zugring ausgelöst. Die Zugfestigkeit des LB 45 ist bei RT und TT deutlich kleiner als die des B 45 (s. Abschn. 2.4.5). Aus diesem Grunde ist das Sprengbruchversagen bei RT und TT beim LB wesentlich stärker ausgeprägt als beim NB.

Im Bild 4.3 werden die Mittelwerte der gemessenen Verbundspannungen für ausgewählte Stabendverschiebungen auf die bei RT ermittelte Verbundfestigkeit bezogen. Die prozentuale Steigerung der Verbundspannungen bzw. der Verbundfestigkeit von versiegeltem B 45 und LB 45 ist etwa gleich groß. Nach [112] besteht für NB bei großen Betondeckungen näherungsweise Proportionalität zwischen der Verbundfestigkeit und der Betondruckfestigkeit bei TT. Diese Proportionalität existiert nicht beim LB 45 [80]; die prozentuale Steigerung der Verbundspannungen bzw. der Verbundfestigkeit von LB übertrifft die Steigerung der Druckfestigkeit des LB-Gefüges erheblich. Nach den Ausführungen zuvor ist zu vermuten, daß die Steigerung der Verbundsteifigkeit von LB an die Druckfestigkeit des Mörtelgerüsts bei TT gekoppelt ist. Die TT-Verbundfestigkeit von LB beim Sprödbbruchversagen steht dagegen vermutlich in direktem Zusammenhang mit der LB-Zugfestigkeit. Dies ist noch durch weitere Versuche zu belegen.

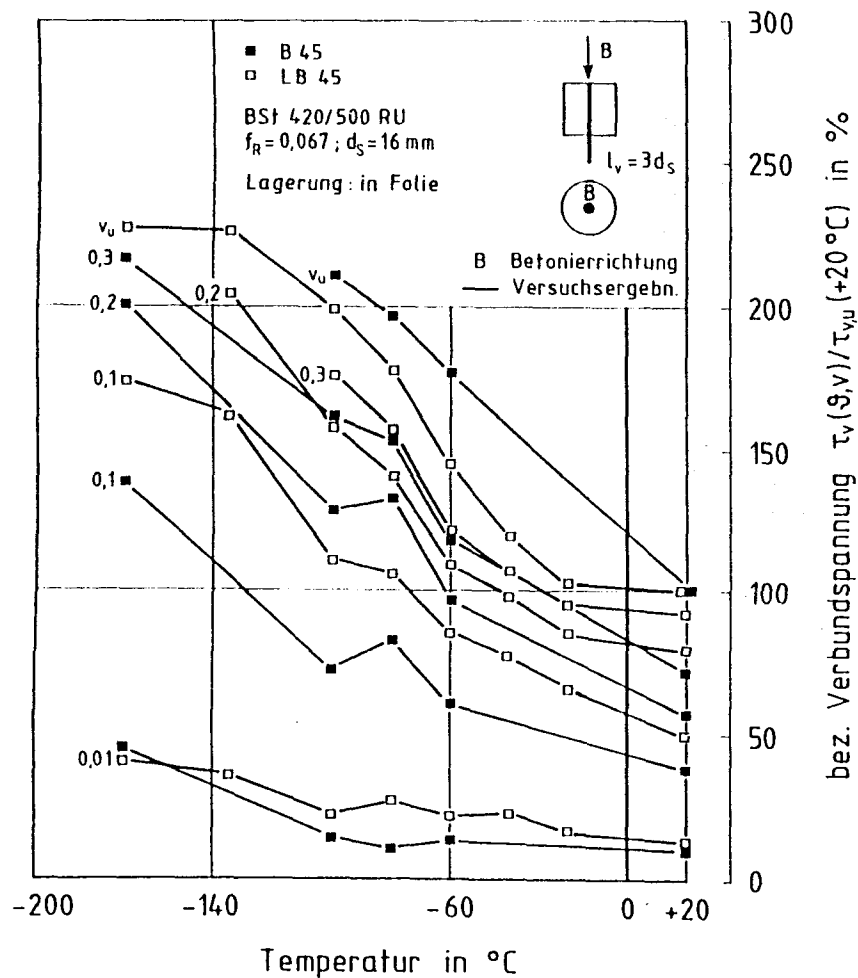


Bild 4.3: Auf $\tau_{vu}(+20^\circ\text{C})$ bezogene mittlere Verbundspannung von versiegeltem B 45 und LB 45 (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) in Abhängigkeit von der Temperatur und von der Stabendverschiebung

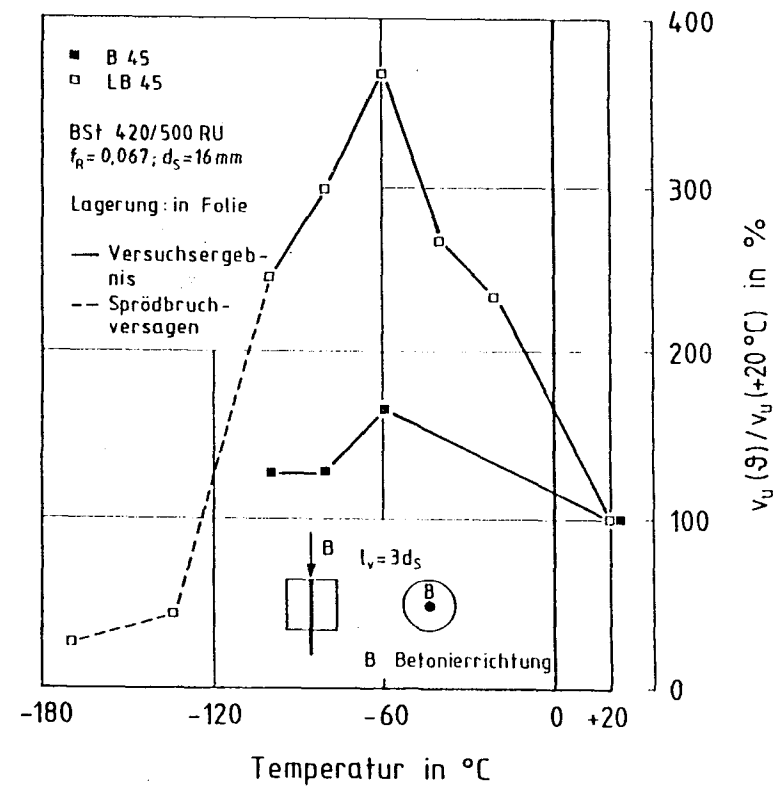


Bild 4.4: Auf $v_u(+20^\circ\text{C})$ bezogene maximale Stabendverschiebung von versiegeltem B 45 und LB 45 (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

Das Bild 4.4 beschreibt das Verformungsvermögen der Verbundzone eines versiegelten B 45 und LB 45, ausgedrückt durch die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit. Die maximale Stabendverschiebung v_u beider Betone nimmt bei ca. - 60 °C einen Maximalwert an. Die Steigerung von v_u infolge TT ist beim LB 45 größer als beim B 45. Diese Beobachtung steht in direktem Zusammenhang mit den unterschiedlichen thermischen Expansionen von B 45 und LB 45 (s. Abschnitt 2.4.2) infolge des Eisdrucks. Aufgrund der größeren Anfälligkeit gegenüber dem Sprengbruchversagen unterschreitet v_u von LB - je nach Lage des Bewehrungsstabes - im Temperaturbereich $\vartheta = - 80$ °C bis - 120 °C den RT-Wert von v_u .

4.2.2 Einfluß der Betonierrichtung

Der Einfluß der Betonierrichtung auf das Verbundverhalten bei TT wurde bislang nur für einen LB 45 untersucht [84]. Das Bild 4.5 zeigt den Einfluß der Betonierrichtung auf die τ_v -v-Linien bei zentrischer Bewehrungsstablage mit einer Betondeckung von ca. $c = 5 d_s$. Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit der Probekörper mit der Betonierrichtung senkrecht zur Stabziehrichtung sind bei RT kleiner als bei den Probekörpern mit der Betonierrichtung in Stabziehrichtung. Dies ist auf die Hohlraumbildung und Wasseransammlung unter Stäben, die beim Betonieren waagerecht liegen, infolge Sedimentation des Frischbetons zurückzuführen. Die Abnahme hängt vom W/Z-Wert und von der Höhe des Stabes über der Schalung ab [57, 60, 73]. Bei TT verliert der Einfluß der Betonierrichtung an Bedeutung. Diese Beobachtung hat ihre Ursache im Gefrieren der Wasseransammlung unter den Stäben; durch die Eisbildung wird die "Schwachstelle" quasi behoben.

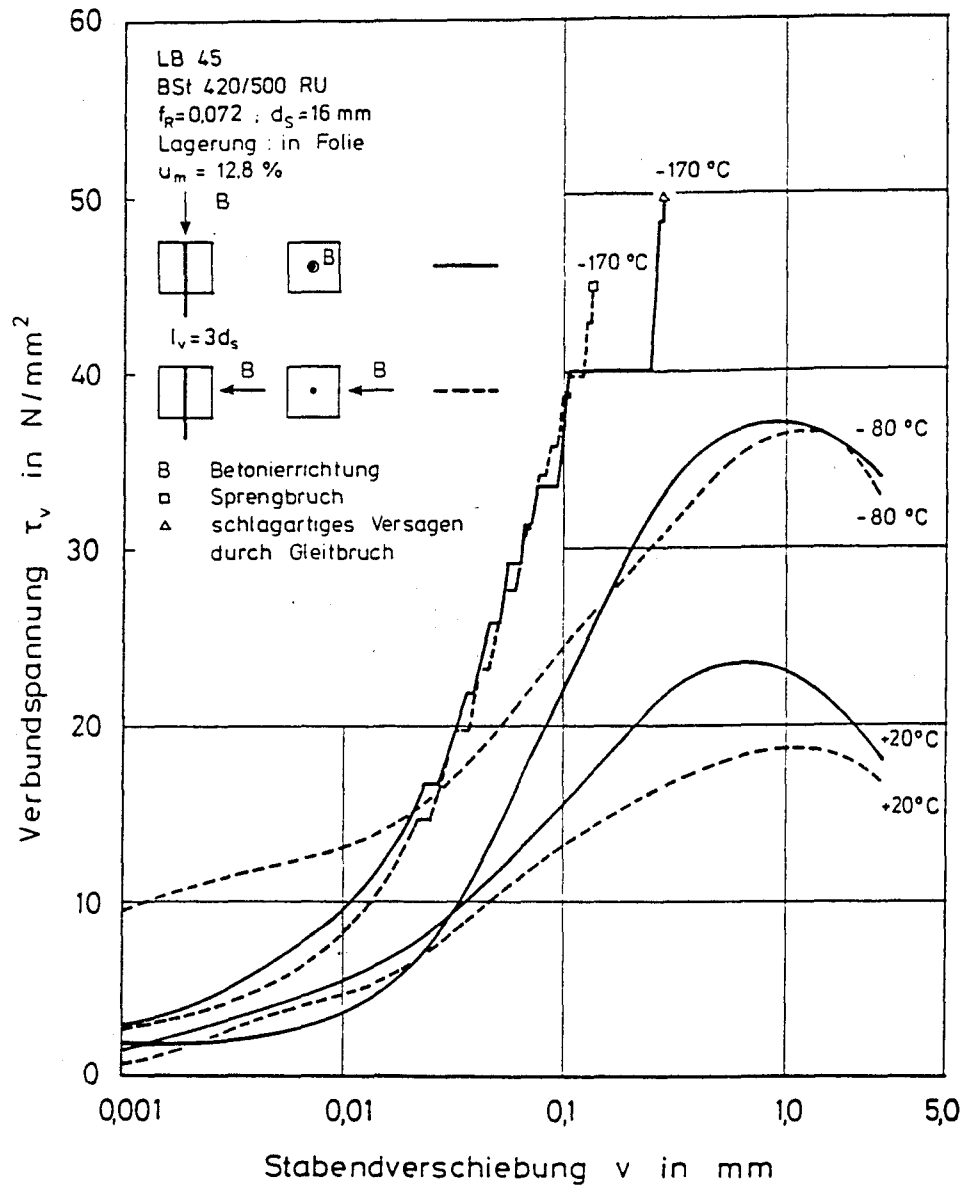


Bild 4.5: Einfluß der Betonierrichtung auf die τ_v -v-Linien von versiegeltem LB 45 (zentrische Stablage) bei TT

4.2.3 Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes

Die Lage des Bewehrungsstabes hat einen vernachlässigbar kleinen Einfluß auf die Verbundsteifigkeit bei TT. Die Verbundfestigkeit ist bei seitlicher Anordnung des Stabes bzw. bei Ecklage kleiner als bei zentrischer Lage. Die Verringerung der Verbundfestigkeit ist bei TT besonders deutlich (Bilder 4.6, 4.7). Mit abnehmender Betondeckung bzw. mit zunehmender Einschnürung des Betonzugrings wird die Sprengbruch-

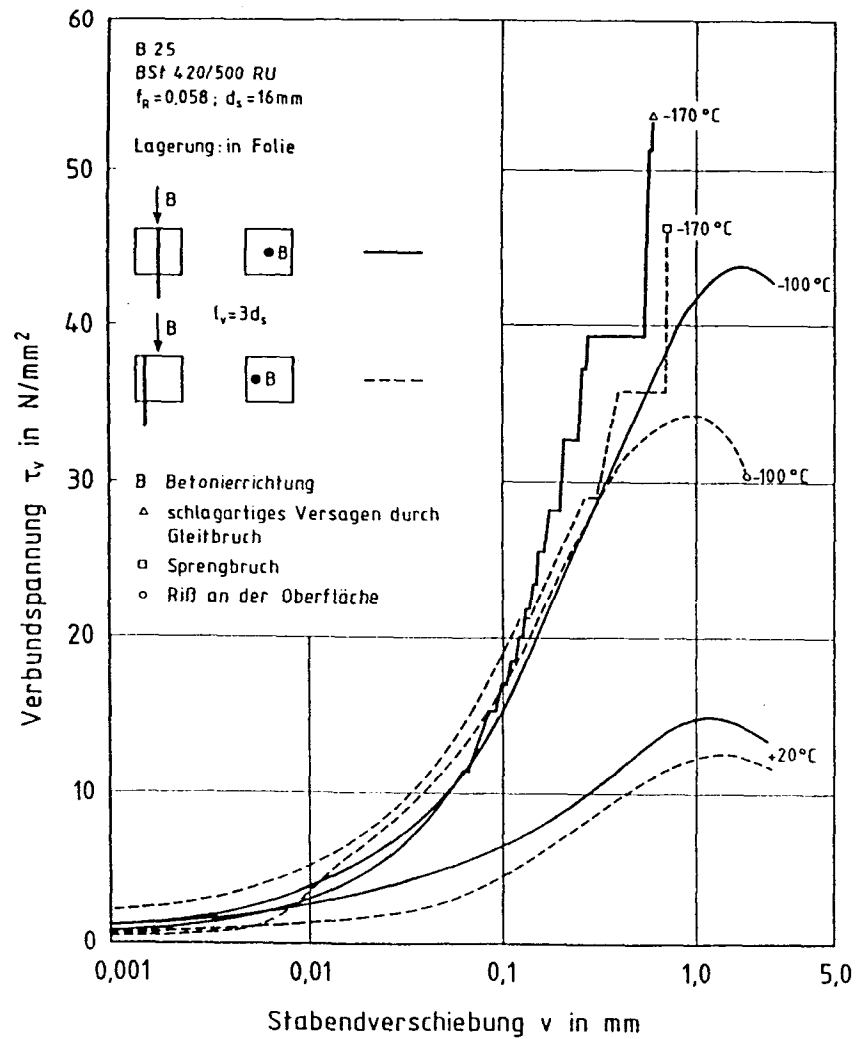


Bild 4.6: Einfluß der Lage des Stabes auf die τ_v -v-Linien von versiegeltem B 25 (Betonierichtung in Ziehrichtung) bei TT

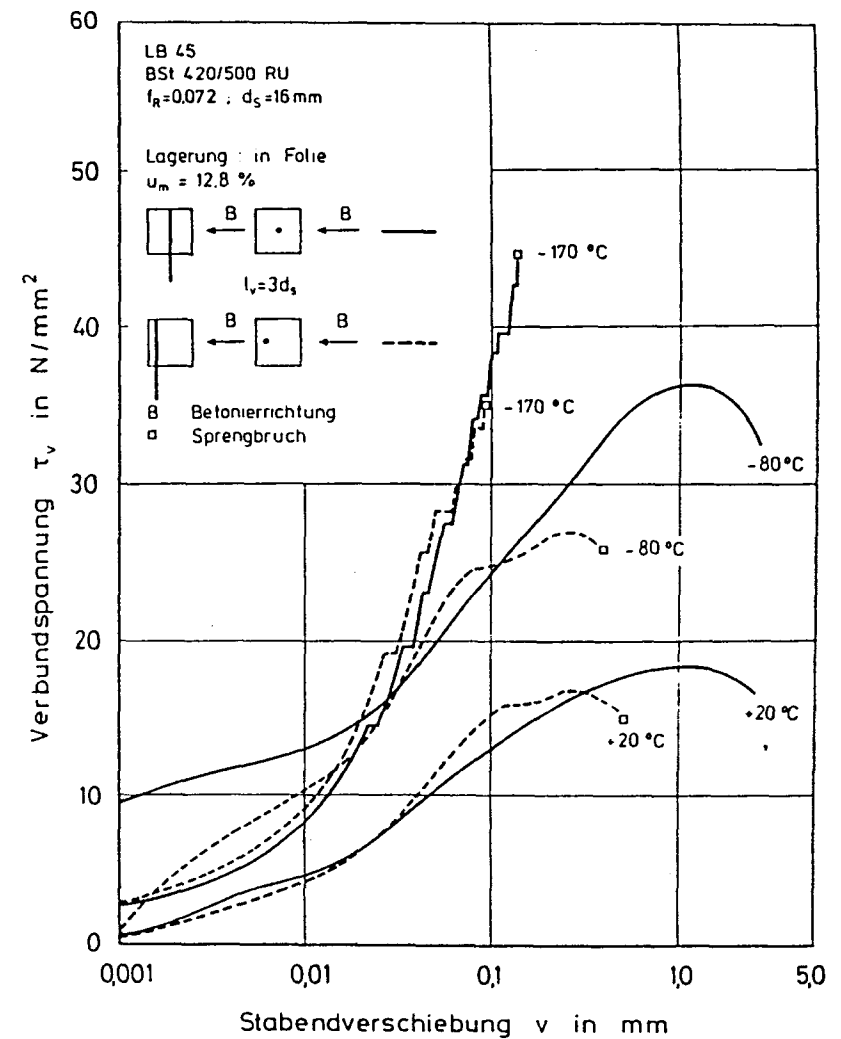


Bild 4.7: Einfluß der Lage des Stabes auf die τ_v -v-Linien von versiegeltem LB 45 (Betonierichtung zur Ziehrichtung) bei TT

bildung gefördert. Infolge der geringeren Zugfestigkeit von LB gegenüber dem NB liegt der Übergang vom Gleitbruch zum Sprengbruch beim LB bei höheren Temperaturen. Mit abnehmender Betondeckung verringert sich das Verformungsvermögen der Verbundzone. Dies ist beim LB besonders auffällig.

4.2.4 Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Betonfeuchte

Die Verbundsteifigkeit und die Verbundfestigkeit von normalgelagertem (+ 20 °C/65 % r.F.) und versiegeltem NB unterscheiden sich bei TT nur unwesentlich (Bild 4.8). Dagegen führt die Wasserlagerung von NB zu einer größeren Versteifung des Verbundes und der Verbundfestigkeit bei TT [112]. In Bild 4.9 sind die τ_v -v-Linien eines LB 45 für ausgewählte Temperaturen bei Normallagerung und versiegelter Lagerung bei zentrischer Stablage aufgetragen. TT-Verbundsteifigkeit und TT-Verbundfestigkeit von versiegeltem LB übertreffen die entsprechenden Kennwerte von normalgelagertem LB [84]. Die Eisbildung verstärkt die tragenden Betonkonsolen unter den Rippen des Bewehrungsstabes. Ein eindeutiger Einfluß der Lagerung auf die maximale Stabendverschiebung von NB und LB existiert nicht.

In [84] beschriebene TT-Verbunduntersuchungen an LB ergeben, daß der Einfluß der Lagerung auf das Verbundverhalten bei Randlage des Bewehrungsstabes wesentlich größer ist als bei zentrischer Stablage. Die maximalen Stabendverschiebungen der normalgelagerten Probekörper sind größer als die der versiegelten Probekörper. Diese Beobachtung läßt sich wie folgt erklären: nach ca. 150 Tagen Normallagerung zeigten die Probekörper feine Schwindrisse an der Betonoberfläche. Nach der Abkühlung der Probekörper auf die Prüftemperatur konnte beobachtet werden, daß sich die Schwindrisse infolge der Abkühlung weiter geöffnet hatten. Der Einfluß der Schwindrißbildung auf die Verminderung der Verbundsteifigkeit bei Randlage der Bewehrung ist wesentlich größer als bei zentrischer Lage. Der den Randstab umgebende Betonzugring wird durch die Schwindrisse entsprechend stärker beeinträchtigt als der den zentrischen Stab umgebende Betonzugring.

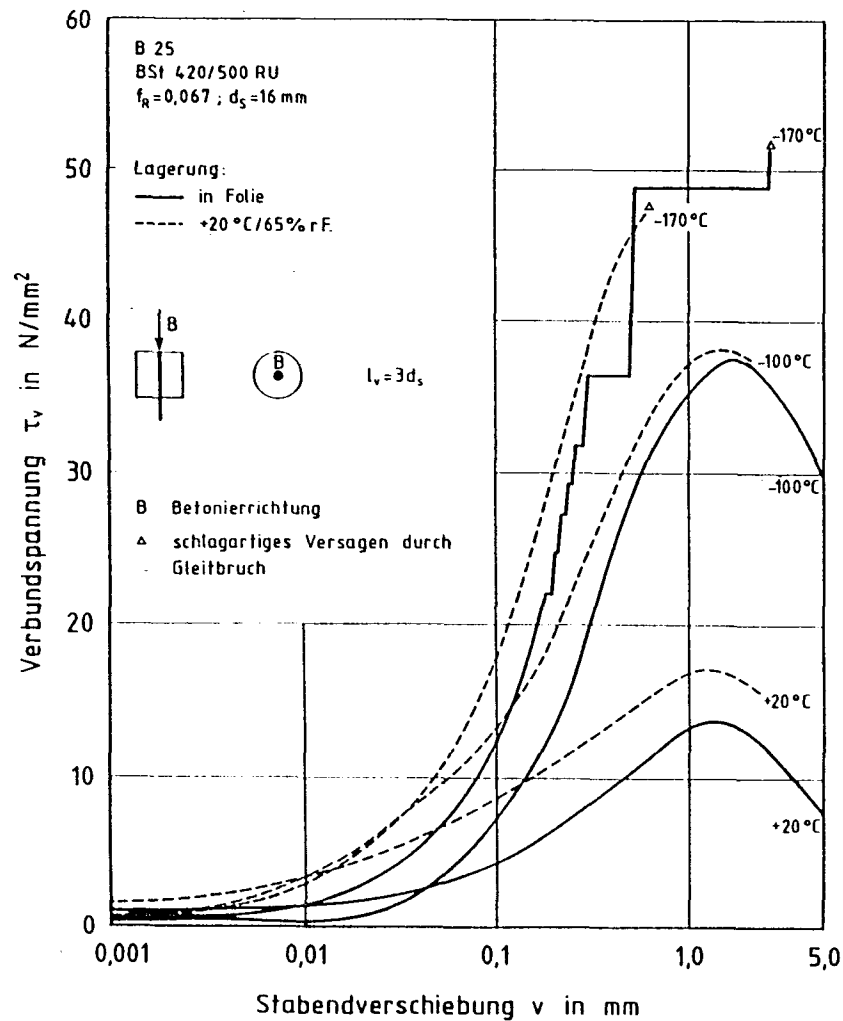


Bild 4.8: Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Feuchte auf die τ_v -v-Linien von B 25 (Betonierichtung in Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

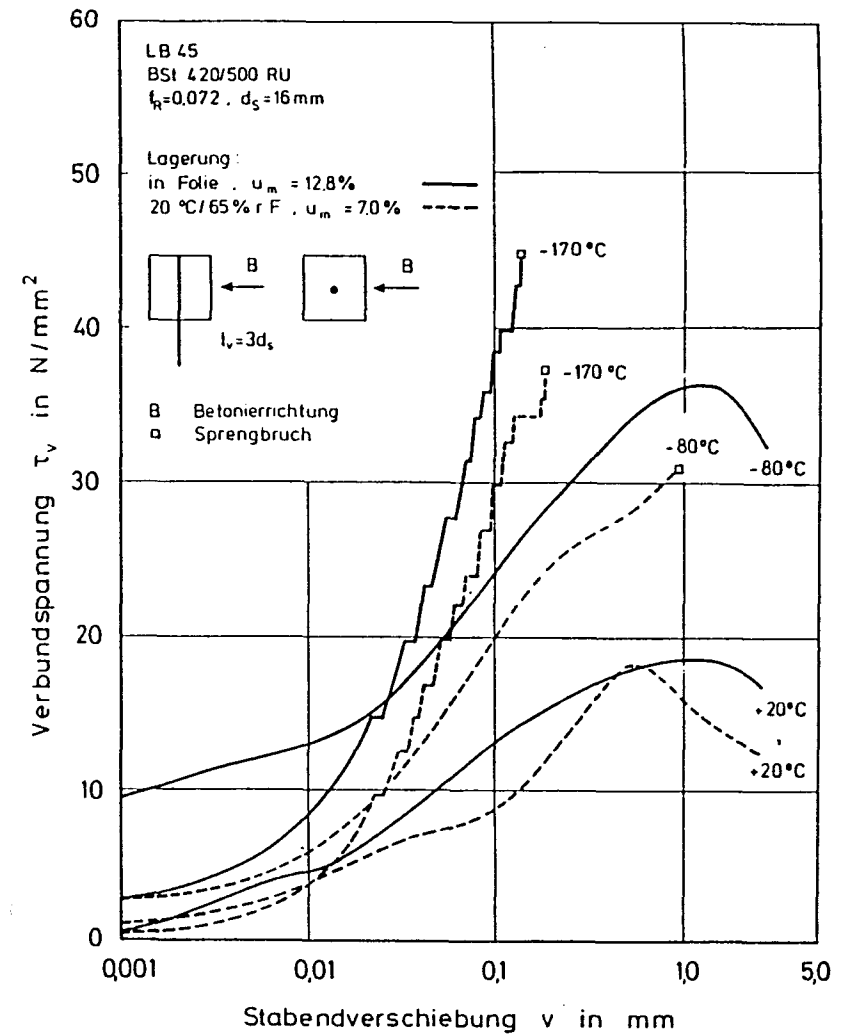


Bild 4.9: Einfluß der Lagerung bzw. der mittleren Feuchte auf die τ_v -v-Linien von LB 45 (Betonierichtung senkrecht zur Ziehrichtung, zentrische Stablage) bei TT

4.3 Berechnungsmodell zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Normal- und Konstruktionsleichtbeton bei tiefen Temperaturen

4.3.1 Berechnungsansatz für τ_v -v-Linien bei tiefen Temperaturen

Der Zusammenhang von Verbundspannung und Stabendverschiebung wird durch die Potenzfunktion

$$\frac{\tau_v}{\beta_w} = k \cdot v^m \quad (4.3)$$

beschrieben [67].

Ein Nachteil bei der Anwendung dieser Funktion besteht darin, daß sie kein Maximum besitzt. Der Beanspruchungsbereich unmittelbar vor Erreichen der Verbundfestigkeit und der abfallende Ast der τ_v -v-Kurven können demnach mit dieser Funktion nicht zutreffend beschrieben werden. Für den baupraktisch interessierenden Bereich bis zur Stabendverschiebung $v = 0,3$ mm (Gebrauchszustand) gelingt allerdings mit der o.g. Funktion eine gute Anpassung an die Versuchsergebnisse.

In [112] wird der Ansatz nach Gl. (4.3) für TT-Anwendung modifiziert:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{c\vartheta} \alpha(\vartheta) v^{B(\vartheta)} \quad (4.4)$$

Da nach Abschn. 4.2.1 eine Proportionalität zwischen der Zylinderdruckfestigkeit und der Verbundspannung bei einem LB 45 bei TT nicht vorliegt, wird eine einheitliche Beschreibung des Verbundverhaltens von NB und LB bei TT nach dem folgenden Ansatz vorgeschlagen:

$$\tau_{v\vartheta} = A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)} \quad (4.5)$$

Die Tabelle 4.1 enthält die Koeffizienten $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ des Verbundgesetzes nach Gl. (4.5) für LB 45, B 45 und B 25 bei Berücksichtigung unterschiedlicher Versuchsparameter. Auszugsweise werden die Werte nur für die Temperaturen $\vartheta = + 20, - 80$ und $- 170$ °C angegeben. In den Bildern 4.1 und 4.2 wird das Berechnungsergebnis nach Gl. (4.5) der mittleren gemessenen τ_v -v-Linie gegenübergestellt. Die Versuchsparameter sind: zentrische Bewehrungsstablage, Betonierrichtung in Ziehrichtung, B 45 bzw. LB 45, TT. Die rechnerischen Verbundspannungen sind im baupraktisch interessierenden Bereich der Stabendverschiebungen $v = 0,01$ bis $0,3$ mm dargestellt. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist zufriedenstellend. Die Stabendverschiebungssprünge der τ_v -v-Linien bei $\vartheta = - 170$ °C lassen sich mit dem Berechnungsansatz nicht erfassen.

4.3.2 Berechnungskriterium für Längsrißbildung bei tiefen Temperaturen

Die Parameterstudie zum Verbundverhalten gemäß Abschn. 4.2 weist darauf hin, daß die Gefahr der Längsrißbildung beim LB bei RT und TT deutlich größer ist als beim NB. Im folgenden wird der Übergang von der spröden Längsrißbildung zum Gleitbruch bei TT stellvertretend für einen versiegelten B 45 und LB 45 rechnerisch untersucht.

In [112] wird die Verbundzone durch eine Kegelstumpfschale mit einem Zugring idealisiert. Die Kegelstumpfschale stellt die Verbunddruckstrebe dar, der Zugring nimmt den nach außen gerichteten Radialdruck auf. Es wird davon ausgegangen, daß die Längsrißbildung einsetzt, sobald an der Innenseite des Zugringes die tieftemperaturabhängige Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht ist. Unter der Annahme eines Winkels von $\alpha \approx 26^\circ$ zwischen der Stabachse und der Druckstrebe beträgt die bei Längsrißbildung wirkende Verbundspannung:

$$\tau_{v\vartheta}^r = \beta_{sz,\vartheta} \left(1,2 \frac{c}{d_s} + 0,6 \right) \quad (4.6)$$

$\tau_{v\vartheta}^r$ ist der untere Grenzwert für die Längsrißbildung.

1) mit Bügelbewehrung

Versuchsparameter	ϑ [°C]	LB 45			B 45			B 25		
		f_R [-]	$A(\vartheta)$ [N/mm ² (2+B)]	$B(\vartheta)$ [-]	f_R [-]	$A(\vartheta)$ [N/mm ² (2+B)]	$B(\vartheta)$ [-]	f_R [-]	$A(\vartheta)$ [N/mm ² (2+B)]	$B(\vartheta)$ [-]
mittige Stablage, Zylinder Betonierriechung in Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170	0,067	42,93 69,47 237,98	0,59 0,52 0,76	0,067	30,30 102,46 128,84	0,53 0,78 0,66	0,050	14,74 62,84 91,03	0,39 0,66 0,67
mittige Stablage, Zylinder Betonierriechung in Stabrichtung Lagerung: + 20 °C/65 % r.F.	+ 20 - 80 - 170		-	-		-	-		20,84 50,00 80,56	0,39 0,62 0,69
mittige Stablage, Würfel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170		28,90 43,82 170,75	0,38 0,26 0,65		-	-		-	-
Randlage, Würfel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170		55,63 81,59 167,76	0,56 0,45 0,62		-	-		-	-
Randlage, Würfel Betonierriechung in Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170		59,42 1) 88,79 122,08	0,49 1) 0,51 0,50		-	-		16,76 40,39 66,10	0,50 0,53 0,51
Ecklage, Würfel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170		60,66 1) 97,29 302,52	0,45 1) 0,47 0,68		-	-		-	-
Ecklage, Würfel Betonierriechung in Stabrichtung Lagerung: in Folie	+ 20 - 80 - 170		-	-		-	-		11,42 49,13 90,77	0,53 0,52 0,69
mittige Stablage, Würfel Betonierriechung in Stabrichtung Lagerung: + 20 °C/65 % r.F.	+ 20 - 80 - 170		48,91 82,61 222,06	0,59 0,68 0,86		-	-		-	-
mittige Stablage, Würfel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: + 20 °C/65 % r.F.	+ 20 - 80 - 170		23,28 51,20 225,16	0,39 0,46 0,87		-	-		-	-
Randlage, Würfel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: + 20 °C/65 % r.F.	+ 20 - 80 - 170		47,04 44,13 115,91	0,56 0,71 0,77		-	-		-	-
Randlage, Würfel Bügel Betonierriechung Stabrichtung Lagerung: + 20 °C/65 % r.F.	+ 20 - 80 - 170		57,80 100,40 98,92	0,55 0,65 0,54		-	-		-	-

Tab. 4.1: Koeffizienten des Verbundgesetzes $\tau_v(\vartheta) = A(\vartheta) \cdot v^{B(\vartheta)}$ bei tiefen Temperaturen

Mit zunehmender Betondeckung geht die Versagensart von der Längsrißbildung in den Gleitbruch über. Die Gl. (4.6) verliert ihre Gültigkeit, sobald $\tau_{v\vartheta}^r$ die Verbundfestigkeit $\tau_{vu\vartheta}^G$ bei Eintreten des Gleitbruchs erreicht. $\tau_{vu\vartheta}^G$ stellt damit den oberen Grenzwert von $\tau_{v\vartheta}^r$ dar. Nach [112] kann bei NB die Verbundfestigkeit bei eintretendem Gleitbruch näherungsweise auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogen werden:

$$\tau_{vu\vartheta}^G \cong 0,47 \beta_{c\vartheta} \quad \text{für NB} \quad (4.7)$$

mit $\beta_{c\vartheta}$ nach Gl. (2.3)

Im Bild 4.10 ist das aus Versuchsergebnissen abgeleitete Verhältnis $\tau_{vu\vartheta}^G/\beta_{c\vartheta}$ in Abhängigkeit von der Temperatur für einen versiegelten LB aufgetragen. Die Streubreite ist vergleichsweise groß. Trotzdem wird zur Angabe eines oberen Grenzwertes für LB vom Mittelwert des Quotienten ausgegangen:

$$\tau_{vu\vartheta}^G \cong 0,41 \beta_{c\vartheta} \quad \text{für LB 45} \quad (4.8)$$

mit $\beta_{c\vartheta}$ nach Gl. (2.4).

Mit den Gln. (4.6) und (4.7) bzw. (4.8) läßt sich für unterschiedliche Temperaturen die Betondeckung bestimmen, ab der mit der Längsrißbildung zu rechnen ist. In den Bildern 4.11 und 4.12 ist das Ergebnis der Auswertung aufgetragen. Wie zu erwarten, versagt der LB 45 infolge seiner geringeren Betonzugfestigkeit (\cong kleinere Steigung der Geraden nach Gl. (4.6)) im Vergleich zum B 45 bei deutlich größeren Betondeckungen durch Längsrißbildung. Darüber hinaus fallen unterschiedlich geneigte Grenzlinien zwischen Längsrißbildung und Gleitbruch auf, die aus den Schnittpunkten der Geraden nach Gln. (4.6) und (4.7) bzw. (4.8) resultieren. Tiefe Temperaturen fördern die Längsrißbildung von LB 45 mehr als die von B 45.

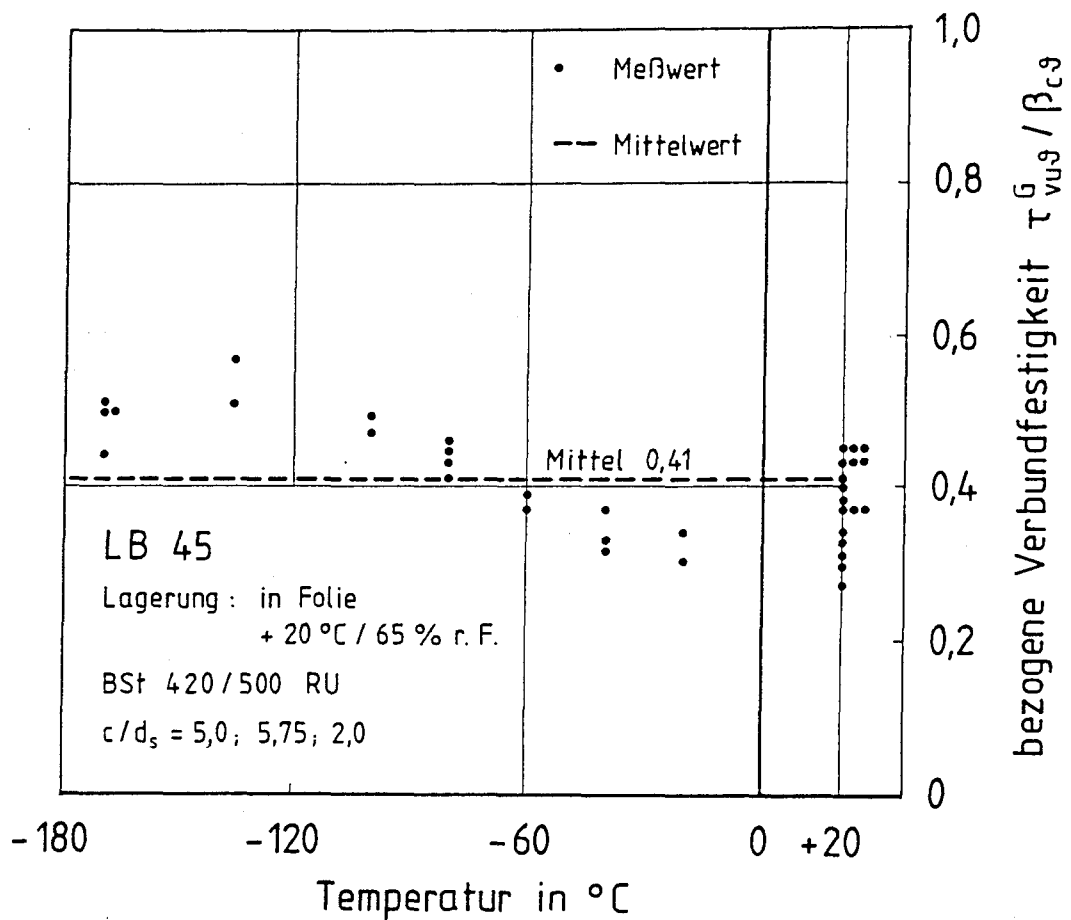


Bild 4.10: Zum Gleitbruch gehörige, auf die Zylinderdruckfestigkeit bezogene Verbundfestigkeit von LB 45 bei TT

4.3.3 Zusammenfassung

Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit werden infolge TT erhöht. Die prozentuale Steigerung beider Kennwerte ist bei NB und LB gleicher Güte etwa gleich groß. Die Stabendverschiebungssprünge bei Temperaturen unter $\vartheta = -100$ °C treten bei NB und LB gleichermaßen auf. Die gemessenen τ_v -v-Linien lassen sich durch ein für TT modifiziertes

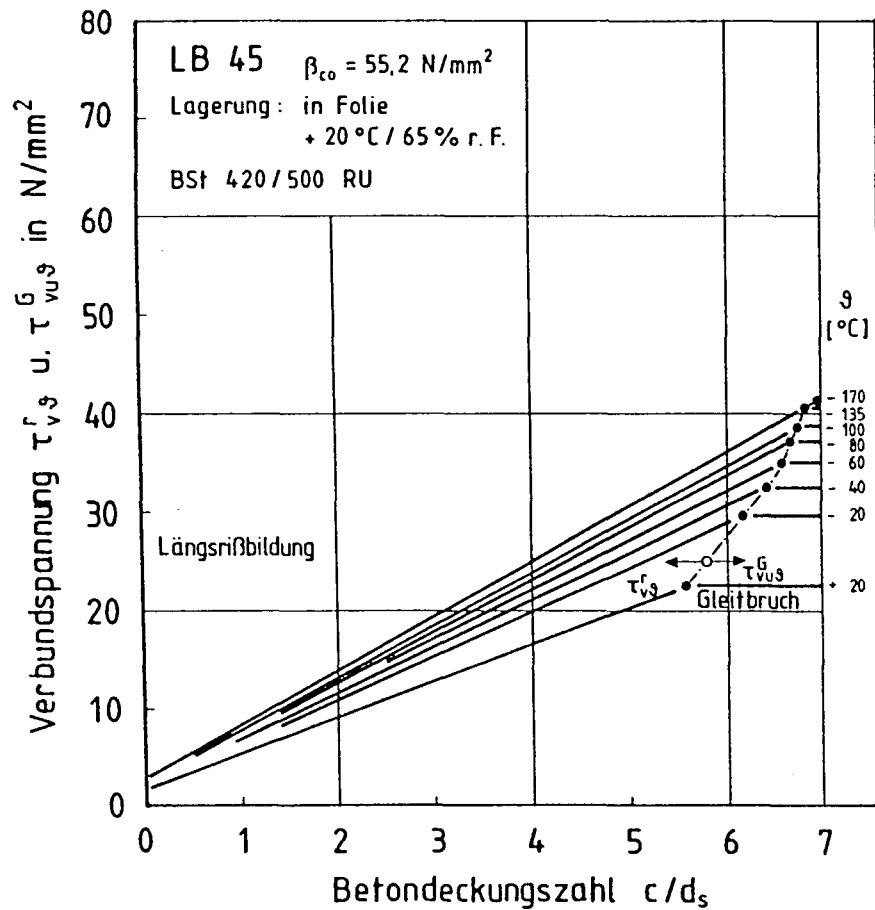


Bild 4.11: Längsrißbildung von LB 45 in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckungszahl

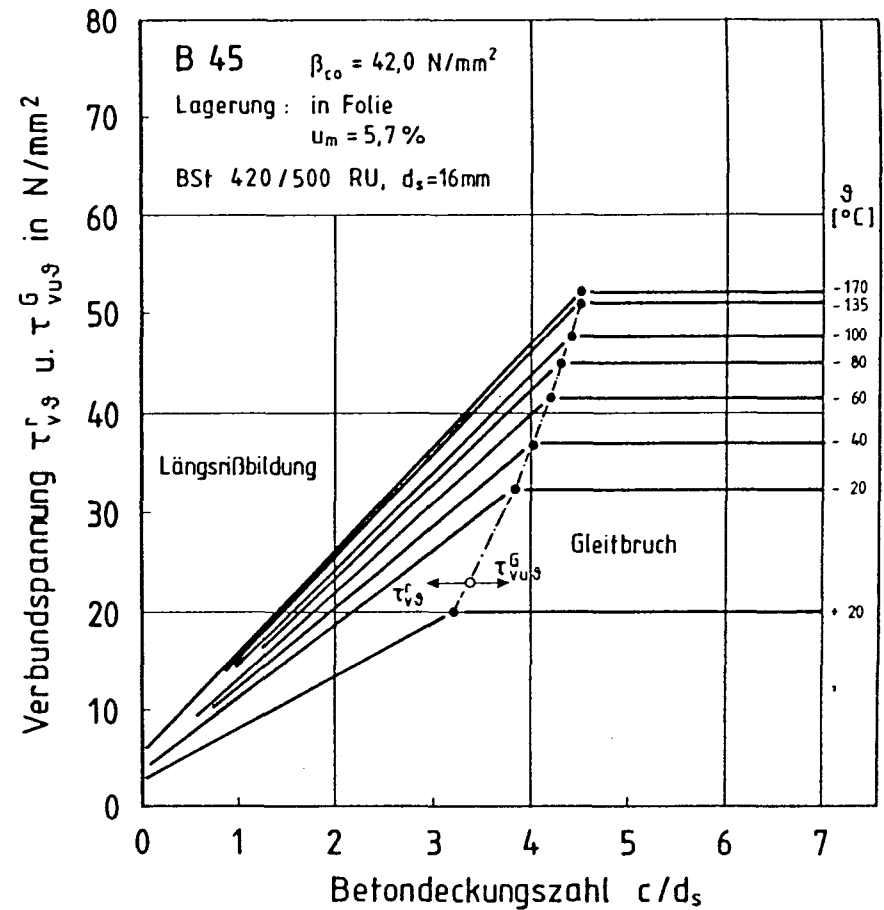


Bild 4.12: Längsrißbildung von versiegeltem B 45 in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckungszahl

Verbundgesetz zutreffend beschreiben. Die Stabendverschiebungssprünge werden dabei rechnerisch nicht erfaßt. Mit abnehmender Temperatur versagen die Versuchskörper zunehmend durch "schlagartigen Gleitbruch" und durch Längsrißbildung bzw. Sprengbruch. Infolge seiner geringen Betonzugfestigkeit im Vergleich zum NB versagt der LB bei größeren Betondeckungen durch Längsrißbildung und Sprengbruch. Längsrißbildung und Sprengbruch von LB werden durch TT mehr gefördert als die von NB. Der Übergang vom Gleitbruchversagen zur Längsrißbildung läßt sich mittels eines Berechnungsmodells für NB und LB ausreichend genau abschätzen.

5. BERECHNUNGSMODELL ZUR BESCHREIBUNG DES INSTATIONÄREN TEMPERATURFELDES INFOLGE EINSEITIGEN KÄLTESCHOCKS

5.1 Vorbemerkungen

LNG-Innenbehälter werden vor der Befüllung geregelt abgekühlt, so daß die Stahl- und Spannbetonbauteile weitgehend frei von Eigenspannungsrissen bleiben. Entsprechend wurden die unter stationären Temperaturbedingungen geprüften lastbeanspruchten Versuchskörper gemäß Abschnitt 7 so langsam abgekühlt, daß infolge des Temperaturgradienten über den Querschnitt keine Eigenspannungsrisse auftraten [80, 83, 84, 90]. Weitere Untersuchungen zur Temperaturverteilung sind hier deshalb nicht erforderlich.

Der Zwang in Außenbehälterwänden wird entscheidend durch die Entwicklung des instationären Temperaturfeldes infolge des einseitigen Kälteschocks bestimmt. Der Ingenieur benötigt zur Bemessung ein Berechnungsmodell, mit dem er die Temperaturentwicklung einseitig kältegeschockter Stahl- und Spannbetonwände unter Berücksichtigung der veränderten thermischen Eigenschaften von Beton bei TT ermitteln kann.

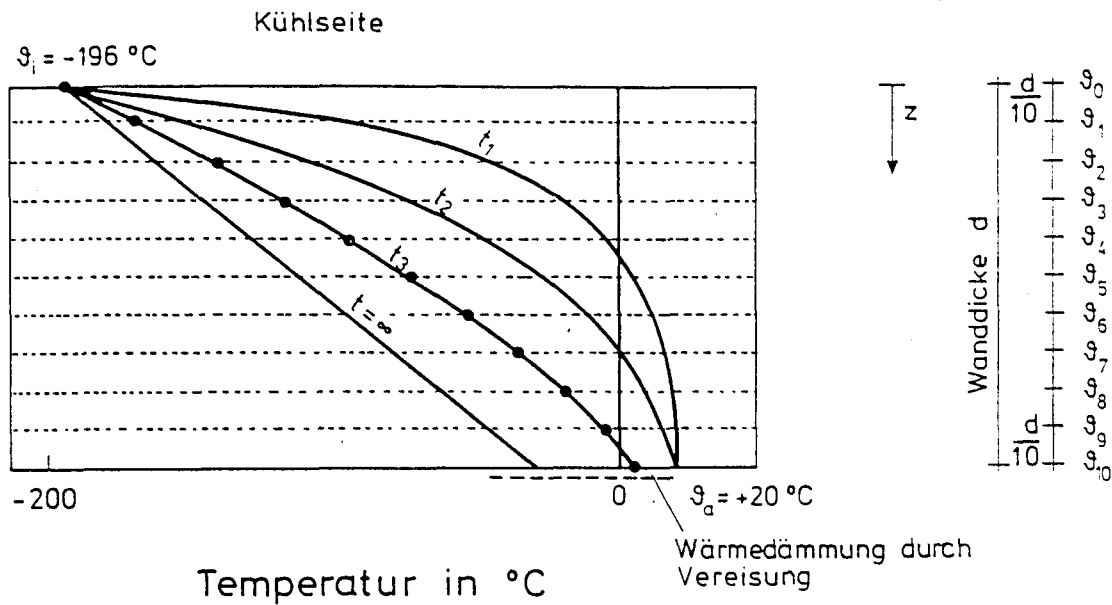


Bild 5.1: Schematische Darstellung der Temperaturentwicklung über den Querschnitt in Abhängigkeit von der Kühlzeit

5.2 Lösung der Wärmeleitungsgleichung

Das beim Kälteschock entstehende instationäre Temperaturfeld ist eine Funktion der Zeit und des Ortes (Bild 5.1). Die allgemeine Beschreibung des Temperaturfeldes lautet [32, 33, 37, 122]:

$$\vartheta(z,t) = \vartheta_i + (\vartheta_a - \vartheta_i) \cdot U(z,t) \quad (5.1)$$

mit

$\vartheta(z,t)$ = gesuchte aktuelle Temperatur als Funktion von Zeit und Ort

ϑ_i = Betonoberflächentemperatur an der Innenseite des Außenbehälters beim Kälteschock

ϑ_a = Betonoberflächentemperatur vor dem Kälteschock (z.B. + 20 °C)

$U(z,t)$ = normierte Lösung der Wärmeleitungsgleichung

Das im folgenden vorgestellte Verfahren zur Berechnung des Temperaturfeldes enthält einige Unzulänglichkeiten:

- Der Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{\ddot{u}}$ wird an beiden Seiten der Behälterwand unendlich groß angenommen. Bei direkter Beaufschlagung der Betonoberfläche mit einem flüssigen Kühlmittel trifft dies - wie die Versuche zeigen - an der Kühlseite zu. Die Betonoberflächentemperatur nimmt unmittelbar nach Kühlbeginn die Eigentemperatur des Flüssiggases an (z.B. - 162 °C bei Lagerung von LNG, - 196 °C bei Lagerung von Flüssigstickstoff im Versuch). An der der Kühlseite gegenüberliegenden Betonoberfläche ist die Annahme von $\alpha_{\ddot{u}} = \infty$ eine grobe Näherung.
- Der Einfluß der Bewehrung auf die Temperaturentwicklung in den relativ schwach bewehrten LNG-Behälterwänden ist vernachlässigbar klein und bleibt daher in der Berechnung unberücksichtigt.
- An der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite werden beim LB nach ca. 12 bis 15 Stunden Kühlzeit, beim NB nach ca. 4 Stunden Kühlzeit ± 0 °C erreicht. Es bildet sich bei weiterer Abkühlung eine Eisschicht, die die Wirkung einer Wärmedämmung hat. Diese Wirkung kann mit dem Näherungsansatz nicht erfaßt werden.

Nach [32] lautet die Wärmeleitungsgleichung bei eindimensionalem Temperaturfeld in normierter Form:

$$\frac{d U}{d t} = a^2 \frac{d^2 U}{d z^2} \quad (5.2)$$

mit a^2 der Temperaturleitzahl:

$$a^2 = \frac{\lambda}{c \cdot \gamma} \quad (5.3)$$

Hierin sind:

λ Wärmeleitfähigkeit [W/m·°K]
 c spezifische Wärme [W·h/°K·kg]
 γ Festbetonrohddichte [kg/m³]

In anderen Literaturstellen wird die Temperaturleitfähigkeit zu $a = \lambda / c \cdot \gamma$ angeschlossen.

Mit der Ersatzvariablen

$$\xi = \frac{z}{\sqrt{t}} \quad (5.4)$$

erhält man nach [32] die Lösung der DGL (5.2) zu:

$$U(z,t) = \frac{1}{a\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^{\xi} e^{-\frac{\xi^2}{4a^2}} \cdot d\xi \quad (5.5)$$

mit $0 \leq U(z,t) \leq 1$

Da das vorliegende Integral elementar nicht lösbar ist, wird dessen numerische Integration (nach Simpson) mit n Integrationsintervallen (n = gerade Zahl) nach [32] vorgenommen. Hierzu müssen folgende Ausdrücke gebildet werden:

$$\text{Integrationsintervall: } \delta = \frac{\xi}{n} = \frac{z}{n\sqrt{t}} \quad (5.6)$$

$$\text{Integrand: } f_i = e^{-\frac{\xi^2}{4a^2}} = e^{-\left(\frac{i\delta}{2a}\right)^2} \quad (5.7)$$

Simpsonkoeffizient: $\alpha_i = 3 + \cos[\pi(1+i)]$ für $1 \leq i \leq n-1$ (5.8)

Mit den Ausdrücken Gl. (5.6) bis (5.8) ergibt sich für die Lösungsfunktion $U(z,t)$:

$$U(z,t) = \frac{\delta}{3a\sqrt{\pi}} \cdot \left[f_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \alpha_i f_i + f_n \right] \quad (5.9)$$

Setzt man Gl. (5.9) in Gl. (5.1) ein, so erhält man die orts- und zeitveränderliche Betontemperatur

$$\vartheta(z,t) = \vartheta_i + (\vartheta_a - \vartheta_i) \cdot \frac{\delta}{3a\sqrt{\pi}} \cdot \left[f_0 + \sum_{i=1}^{n-1} \alpha_i f_i + f_n \right] \quad (5.10)$$

infolge einseitigen Kälteschocks.

5.3 Thermische Materialkennwerte bei tiefer Temperatur

In [32] wird von einer temperaturunabhängigen Temperaturleitzahl ausgegangen. Dies trifft nicht zu, da Wärmeleitzahl und spezifische Wärme Funktionen der Tieftemperatur sind. Die meisten Arbeiten zum Thema "Wärmeleitzahl und spezifische Wärme bei TT" beschäftigen sich ausschließlich mit Normalbeton [14, 18, 55, 56, 65, 70, 131, 133]. Die Kenntnisse von den entsprechenden thermischen Kennwerten von LB sind z.Z. noch spärlich. In [120] werden die thermischen TT-Eigenschaften von Beton aus den Eigenschaften der einzelnen Komponenten von Beton berechnet.

a) Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit bei RT eines NB und eines gefügedichten feuchten LB mit einer Trockenrohdichte von $1,61 \text{ kg/dm}^3$ wird in [56, 131] wie folgt angegeben:

$$\begin{aligned}\lambda(\text{RT}) &= 0,84 \text{ W/mK} && \text{für LB} \\ \lambda(\text{RT}) &= 3,02 - 3,26 \text{ W/mK} && \text{für NB}\end{aligned}$$

Infolge Eisbildung steigt die Wärmeleitfähigkeit an, weil die Wärmeleitfähigkeit von Eis die des Wassers um das Drei- bis Vierfache übertrifft. Die Wärmeleitfähigkeit von LB erfährt infolge Abkühlung auf -157°C eine prozentuale Steigerung von ca. 10 %, die von NB eine prozentuale Steigerung von ca. 60 % [56, 131]. Da genauere Untersuchungen nicht vorliegen, wird die Steigerung der Wärmeleitfähigkeit infolge TT im folgenden linear angenommen. Man erhält unter Berücksichtigung der obigen Ausführungen für die Wärmeleitfähigkeit bei TT:

Konstruktionsleichtbeton

$$\lambda(\vartheta) = \lambda(\text{RT}) + 0,14 \left[1 - \frac{\vartheta + 196}{216} \right] \quad (5.11)$$

mit $\lambda(\text{RT}) = 0,84 \text{ W/mK}$

Normalbeton

$$\lambda(\vartheta) = \lambda(\text{RT}) + 2,40 \left[1 - \frac{\vartheta + 196}{216} \right] \quad (5.12)$$

mit $\lambda(\text{RT}) = 3,26 \text{ W/mK}$

b) Spezifische Wärme

Die spezifische Wärme hängt bei RT von der Betonfeuchte ab, weil die spezifische Wärme vom Wasser die der mineralischen Baustoffe und die der Luft um das Vierfache übersteigt [18]. Die spezifische Wärme von LB und NB beträgt bei RT ca. 0,29 Wh/kg·K [76]. Nach [18] sinkt die spezifische Wärme von Normalbeton bei Abkühlung auf $\vartheta = -165\text{ °C}$ unabhängig von der mittleren Feuchte etwa linear um ca. 50 %. Entsprechende Angaben für LB bei TT liegen nicht vor. Es ist zu vermuten, daß der Einfluß tiefer Temperaturen auf die spezifische Wärme von LB geringer ist. Nach Schätzung und Vergleich mit dem Versuchsergebnis wird im folgenden davon ausgegangen, daß die spezifische Wärme von LB bei $\vartheta = -196\text{ °C}$ ca. 80 % der spezifischen Wärme bei RT beträgt. Die Abnahme wird linear angenommen, und man erhält:

Konstruktionsleichtbeton

$$c(\vartheta) = c(RT) - 0,06 \left[1 - \frac{\vartheta + 196}{216} \right] \quad (5.13)$$

mit $c(RT) = 0,29\text{ Wh/kg·K}$

Normalbeton

$$c(\vartheta) = c(RT) - 0,19 \left[1 - \frac{\vartheta + 196}{216} \right] \quad (5.14)$$

mit $c(RT) = 0,29\text{ Wh/kg·K}$

c) Temperaturleitzahl

Mit Hilfe der Gln. (5.11) bis (5.14) und durch Einsetzen der Rohdichte $\gamma = 1730\text{ kg/m}^3$ für LB und $\gamma = 2350\text{ kg/m}^3$ für NB läßt sich die

Temperaturleitzahl $a^2 = \lambda / c \cdot \gamma$ bei TT berechnen. Da in den Versuchen kein deutlicher Einfluß der mittleren Betonfeuchte von LB auf die Temperaturfelder festgestellt werden konnte, werden die o.g. Gleichungen bei der Auswertung aller Versuche gleichermaßen verwendet. In Bild 5.2 sind die rechnerischen Abhängigkeiten von Wärmeleitzahl, spezifischer Wärme und Temperaturleitzahl von der Temperatur aufgetragen.

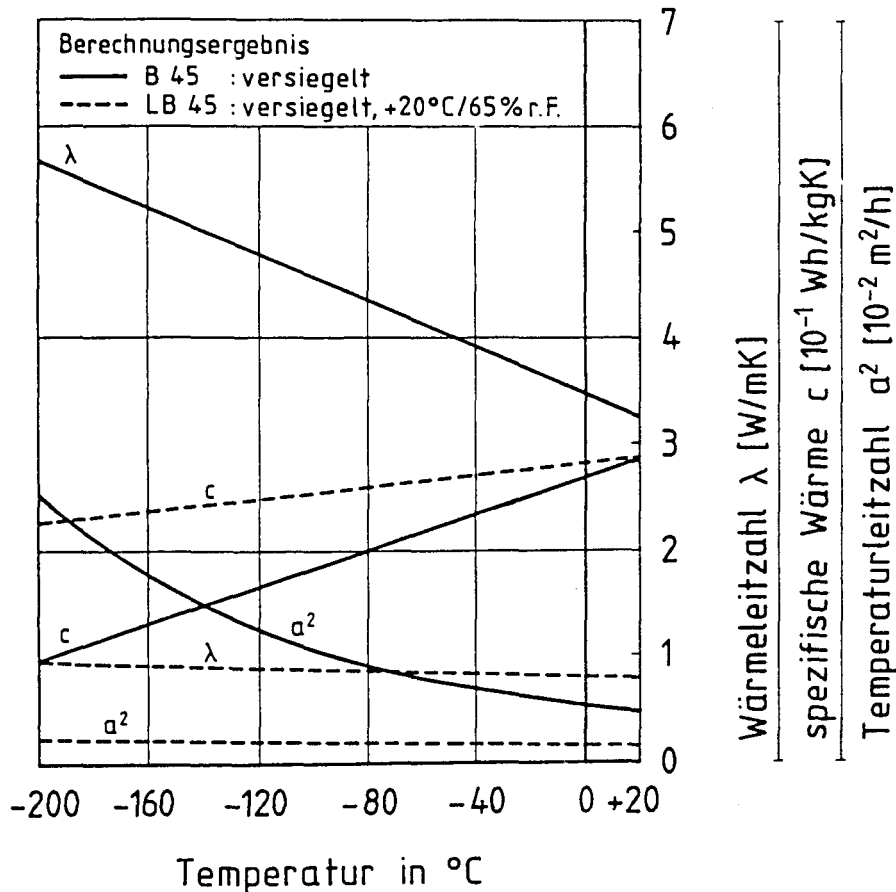


Bild 5.2: Wärmeleitzahl, spezifische Wärme und Temperaturleitzahl bei TT; Berechnungsergebnis

5.4 Berechnung des instationären Temperaturfeldes - Vergleich mit dem Versuchsergebnis

Zur Berechnung des instationären Temperaturfeldes wird die Querschnittsdicke in 10 Lamellen mit 11 Temperaturpunkten unterteilt

(Bild 5.1). Nach Abschnitt 5.3 c liegt in jedem Temperaturpunkt eine andere Temperaturleitzahl vor. Da die Ableitungen in Abschnitt 5.2 für einen Berechnungsgang (= 1 Temperatur) strenggenommen nur bei konstanter Temperaturleitzahl über den Gesamtquerschnitt gelten, wird zur Berücksichtigung der Tieftemperaturabhängigkeit der folgende Näherungsweg vorgeschlagen: Zunächst wird für den Zeitpunkt, für den das Temperaturfeld bestimmt werden soll, die mittlere Querschnittstemperatur ϑ_m geschätzt. Es wird angenommen, daß die Temperaturen des aktuellen Temperaturfeldes über den Gesamtquerschnitt konstant sind und ϑ_m betragen. Mittels der Gl.n. (5.11) bis (5.14) und (5.3) wird die Temperaturleitzahl für ϑ_m berechnet, indem in den Gleichungen anstelle von ϑ die mittlere Temperatur ϑ_m eingesetzt wird. Mit diesem Schritt wird die Tieftemperaturabhängigkeit der Temperaturleitzahl näherungsweise erfaßt. Diese wird als Konstante in Gl. (5.10) eingesetzt, so daß die Temperaturen ϑ_0 bis ϑ_{10} (Bild 5.1) des Temperaturfeldes berechnet werden können. Mit den bekannten Temperaturen ϑ_0 bis ϑ_{10} kann nun im 2. Iterationsschritt die mittlere Temperatur nach der folgenden Gleichung neu berechnet werden [32]:

$$\vartheta_m(t) = \frac{1}{d} \int_0^d \vartheta(z,t) dz \quad (5.15)$$

Zur Auswertung von Gl. (5.15) empfiehlt sich wiederum die numerische Integration nach Simpson. Mit der verbesserten mittleren Temperatur kann die Iteration - wie zuvor beschrieben - weiter fortgeführt werden. Die Auswertung der Versuche hat ergeben, daß in der Regel zwei bis drei Iterationsschritte genügen.

Die Bilder 5.3 und 5.4 zeigen den Vergleich zwischen Versuch und Berechnung für ausgewählte Kühlzeiten. Mit dem Näherungsverfahren gelingt trotz einiger Unzulänglichkeiten eine gute Beschreibung der Temperaturfelder infolge einseitiger schockartiger Abkühlung. Zusätzlich ist in den Bildern die Kennlinie für die mittlere Temperatur mit aufgenommen.

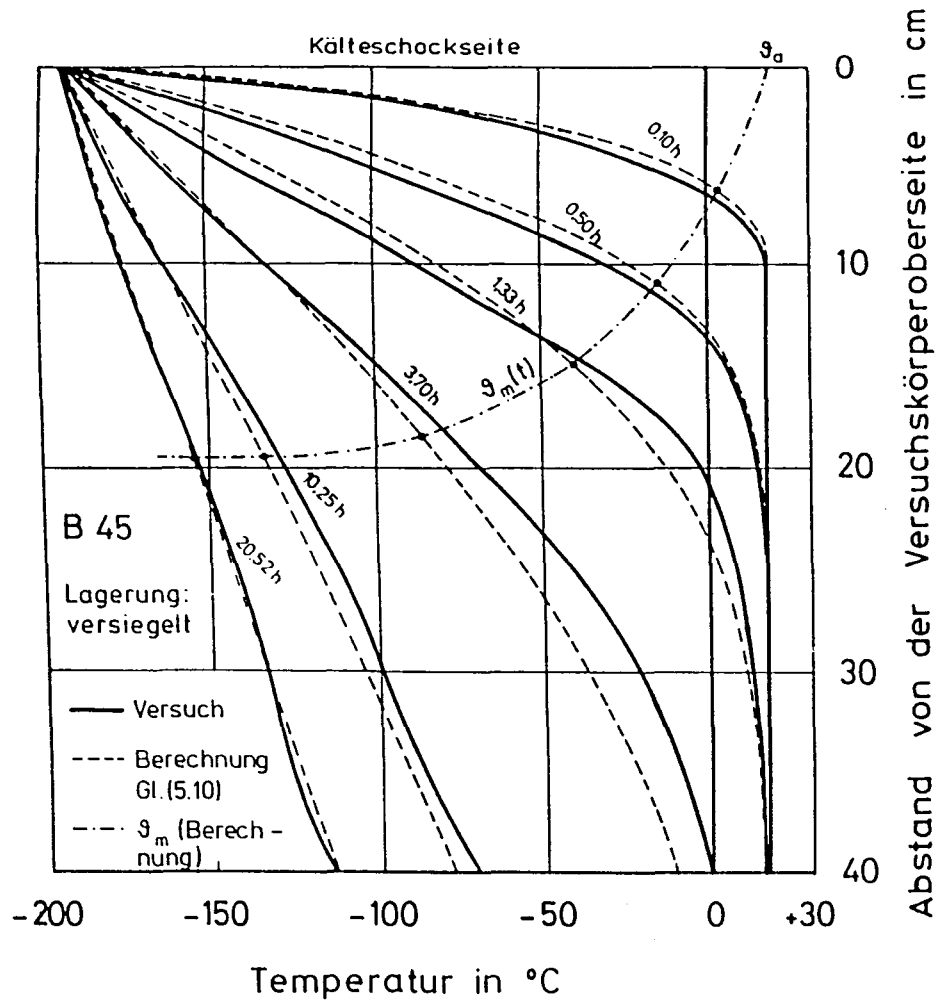


Bild 5.3: Temperaturverteilung über den Querschnitt für versiegelten B 45 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

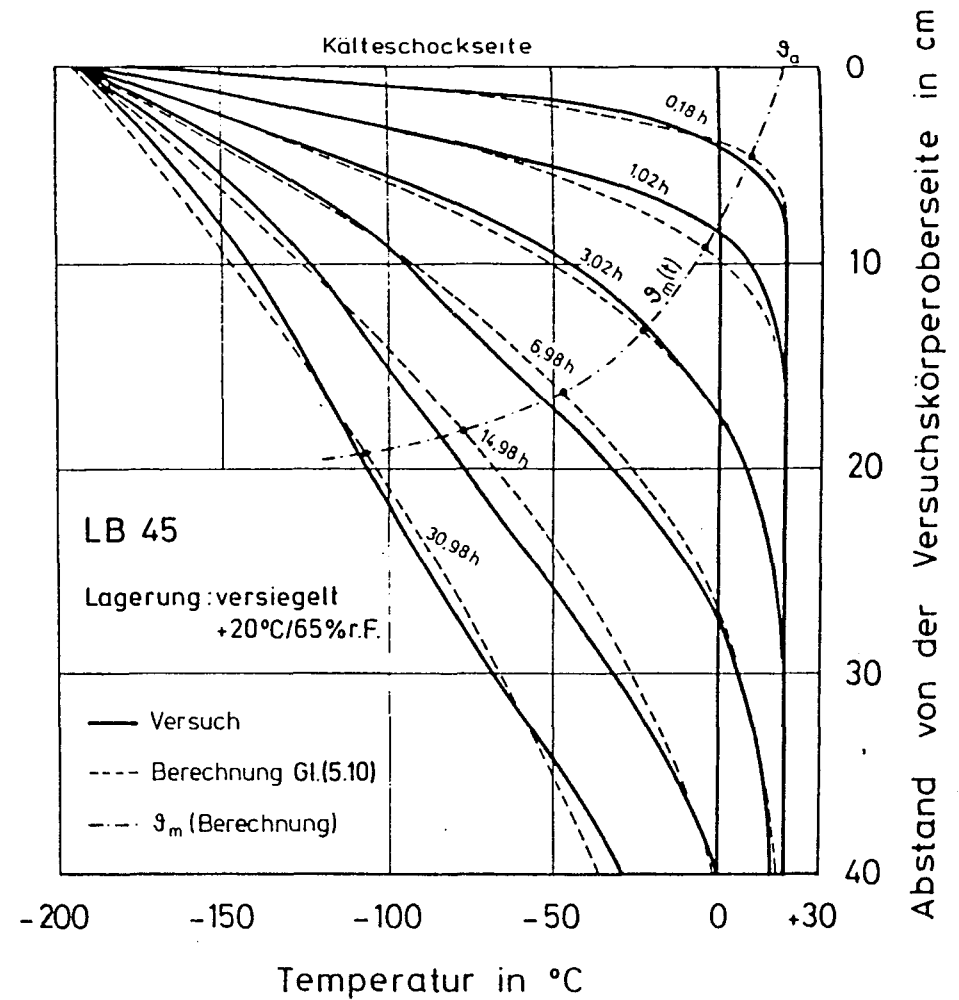


Bild 5.4: Temperaturverteilung über den Querschnitt für versiegelten und normalgelagerten LB 45 in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

Die Temperaturentwicklung infolge einseitiger schockartiger Abkühlung läßt sich wie folgt beschreiben (Bilder 5.3, 5.4):

Kurz nach Kühlbeginn stellen sich sehr steile Temperaturgradienten ein. Über nahezu die gesamte Dicke des Versuchskörpers herrscht noch Raumtemperatur. Die Betonoberfläche ist nach sehr kurzer Zeit auf die Eigentemperatur von $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ des Flüssigstickstoffs abgekühlt. Mit zunehmender Kühldauer wird die Gradienten flacher. Die Temperaturänderung wird zum Inneren des Versuchskörpers hin immer langsamer.

Wie zu erwarten, läuft die Abkühlung des NB-Querschnitts im wesentlichen infolge der größeren Wärmeleitzahl erheblich schneller ab als die des LB-Querschnitts. Der stationäre Endzustand ist bei NB nach ca. 20 Stunden Kühlzeit erreicht, bei LB nach ca. 30 Stunden Kühlzeit. Der Temperaturverlauf über den Querschnitt ist zu diesem Zeitpunkt nahezu geradlinig. Die Temperatur an der Unterseite beträgt bei NB ca. $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$, bei LB ca. $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die mittlere Temperatur beläuft sich im stationären Endzustand bei NB auf ca. $-160\text{ }^{\circ}\text{C}$, bei LB auf ca. $-110\text{ }^{\circ}\text{C}$.

5.5 Zusammenfassung

Eine wesentliche Aufgabe bei der Untersuchung der Zwangbeanspruchung von Außenbehälterwänden infolge einseitigen Kälteschocks besteht darin, die Temperaturentwicklung im Querschnitt zu berechnen. Es wird eine numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung vorgeschlagen, die strenggenommen nur für eine konstante Temperaturleitzahl gilt. Nach Einführung der tieftemperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte $\lambda(\vartheta)$, $c(\vartheta)$, $a(\vartheta)$ von NB und LB wird ein Näherungsverfahren vorgestellt, mit dem die Temperatur als Funktion von Zeit und Ort infolge einseitigen Kälteschocks zutreffend ermittelt werden kann.

Die Abkühlung von LB läuft aufgrund seiner geringeren Wärmeleitzahl deutlich langsamer ab als beim NB. Die mittlere Tieftemperatur von NB ist im stationären Endzustand betragsmäßig größer als die von LB.

6. ALLGEMEINES BERECHNUNGSMODELL FÜR LAST- UND ZWANGBEANS- SPRUCHTE STAHL- UND SPANNBETONBAUTEILE AUS NORMAL- UND KONSTRUKTIONSLEICHTBETON BEI TIEFEN TEMPERATUREN

6.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse

Das Literaturstudium ergibt, daß ausreichende Kenntnisse zu Verformung und Rißbildung der Verbundwerkstoffe Stahl- und Spannbeton infolge von Last- und Zwangbeanspruchung bei TT zur Zeit nicht vorliegen. Im folgenden wird hierzu ein Überblick über den derzeitigen Kenntnisstand gegeben.

In [34] wird über zentrische Zugversuche an Stahlbetonstäben bei RT und bei $\vartheta = -160\text{ °C}$ berichtet. Die Stahlbetonstäbe wiesen einen Querschnitt von $10 \times 10\text{ cm}^2$ bis $12 \times 12\text{ cm}^2$ mit einem zentrisch angeordneten Bewehrungsstab auf.

In [90, 94, 112] werden das Verformungsverhalten und die Rißbildung zentrisch gezogener Stahlbetonstäbe $b/d = 20/40\text{ cm}$ aus einem B 25 bei TT untersucht. Es werden stationäre Temperaturverhältnisse über den Querschnitt vorausgesetzt. Die Stahlbetonstäbe werden lastbeansprucht. Es ist ein wesentliches Ziel dieser Arbeit, die Übertragbarkeit des TT-Verbundgesetzes auf das Riß- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben aufzuzeigen. In einem weiteren Abschnitt wird mittels eines dreidimensionalen FE-Programms das Problem der Verbundkrafteinleitung neben den Rissen von Zugstäben bei TT behandelt. In [126] werden Zugversuche an vorgespannten und nicht vorgespannten Plattenstreifen aus LB 45 mit den Abmessungen $b/d/l = 75/20/340\text{ cm}$ vorgestellt. Auf den Rißbildungsprozeß wird allerdings nicht eingegangen.

In [35, 39] werden TT-Untersuchungen an biegebeanspruchten (lastbeanspruchten) Stahlbetonstäben ($b/d = 17/19\text{ cm}$) vorgestellt. Es werden im wesentlichen die Tragfähigkeit und die Duktilität bei TT studiert. Die Biegerißbildung sowie das Tragverhalten von lastbeanspruchten Stahlbetonstäben ($b/d = 20/30\text{ cm}$ bzw. $30/60\text{ cm}$) werden in [27, 43, 44] un-

tersucht. Es herrschen stationäre Temperaturbedingungen. In [27] findet das Problem der Krafteinleitung neben den Rissen biegebeanspruchter Stahlbetonstäbe besondere Beachtung.

In den Arbeiten [45, 46, 101, 110] werden im wesentlichen die Beanspruchung und Rißbildung örtlich geschockter, äußerlich ungezwängter Stahlbetonplatten (B 45) mit Dicken $d = 10, 15, 20, 30, 40$ cm behandelt. Die Temperaturverteilung über den Stahlbetonquerschnitt ist instationär. Es wird zwischen zwei Arten der Kälteschockbeanspruchung unterschieden: Zum einen werden Kreislochscheiben entlang des Lochrandes kältegeschockt, zum anderen werden die Platten örtlich einseitig kältegeschockt. Für diese Temperaturlastfälle werden die Scheiben- und Plattenbeanspruchung ermittelt und die in den Versuchen beobachtete Rißbildung gedeutet.

In [126] werden Stahl- und Spannbetonplattenstreifen ($b/d/l = 75/20/340$ cm) geregelt weitgehend eigenspannungsfrei abgekühlt. Einerseits werden die freien thermischen Dehnungen der äußerlich zwängungsfreien Plattenstreifen ermittelt, andererseits der sich mit der fortschreitenden Abkühlung kontinuierlich aufbauende zentrische Temperaturzwang bei äußerlicher Zwängung. Die Rißbildung wird nicht behandelt. In [2, 48] wird der zentrische Temperaturzwang - ebenfalls weitgehend eigenspannungsfrei - an Stahlbetonstäben (B 25, B 35) mit $b/d/l = 20/12,5/2,15$ cm untersucht.

In [120] werden Stahl- und Spannbetonplattenstreifen ($b/d/l = 75/20/340$ cm) einseitig kältegeschockt (instationäres Temperaturfeld, Eigenspannungen). Die mittlere Dehnung kann sich frei entfalten, die freie mittlere Krümmung wird infolge Biegezwang weitgehend rückgängig gemacht ($\kappa \approx 0$). Es wird der Einfluß eines Liners (Bolzenliner aus Stahl, geklebter Stahlfolienliner) auf die Biegezwangbeanspruchung untersucht. In einem weiteren Abschnitt wird mittels eines FE-Programms die Beanspruchung eines zylindrischen Außenbehälters infolge eines einseitigen globalen Kälteschocks behandelt. Es wird in der Arbeit [120] darauf hingewiesen, daß die Berechnungen Betone voraussetzen,

die während der Abkühlung keine Expansionen aufweisen. Diese Bedingung schränkt die Anwendung der Berechnungen beträchtlich ein (s. Abschnitt 2.4.2). Auf die Rißbildung wird nicht eingegangen.

Umfassende rechnerische Untersuchungen zur Beanspruchung und Rißbildung von Stahl- und Spannbetonstäben (NB) infolge Lasten und Temperaturzwang werden in [115] durchgeführt. Es wird in dieser Arbeit davon ausgegangen, daß der stationäre Temperaturzustand für die Bemessung maßgebend ist. Dies trifft - wie die folgenden Untersuchungen ergeben - nicht zu. Die Ansätze werden im wesentlichen anhand der in [2, 3, 4, 36, 48, 107, 108, 109] beschriebenen Versuchsergebnisse überprüft. Es werden u.a. der zentrische Temperaturzwang und der reine Biegezwang für den Sonderfall der eigenspannungsfreien Abkühlung (linearer Temperaturgradient) untersucht.

In [32] wird das Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks bei vollständigem Zwang ($\kappa = 0$) eines unbewehrten Betonquerschnitts für den ungerissenen Zustand berechnet. Der Elastizitätsmodul sowie die Temperaturdehnzahl des Betons werden über den Querschnitt konstant angenommen. Diese Voraussetzungen begrenzen die baupraktische Anwendung der Ableitungen.

Die Literaturstudie verdeutlicht, daß ein allgemeingültiger Ansatz zur Berechnung von Stahl- und Spannbetonbauteilen unter Lasten und Temperaturzwang bei TT z.Z. noch nicht existiert. Insbesondere ist die Klärung der Frage nach der Beanspruchung (M - κ -, N - ε -Linien) von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks unter Berücksichtigung der Eigenspannungen und des inneren thermischen Zwangs noch nicht abgeschlossen. Zur statischen Berechnung von LNG-Behältern sind unbedingt zutreffende Angaben zur Biege- und Dehnsteifigkeit der Bauteile erforderlich. Ebenso sind die Angaben zur Rißbildung derartig beanspruchter Bauteile noch nicht befriedigend. Nach Ansicht des Verfassers ist für die fehlenden Kenntnisse ein z.Z. noch herrschendes Defizit an experimentellen Untersuchungen mitverantwortlich.

6.2 Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangs, äußeren Lasten und äußeren Zwangs

6.2.1 Allgemeines Berechnungsmodell für Zustand I

Der Verfasser setzt sich zum Ziel, ein allgemeines analytisches Berechnungsmodell zur Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen, beginnend mit dem Zustand I, zu entwickeln. Der Zustand II ergibt sich aus dem Zustand I. Die Berechnung der Beanspruchung bei Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird an jene für Zustand II gekoppelt.

Die Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks besteht aus folgenden Anteilen: Eigenspannungen, innere thermische Zwangsspannungen (Selbstvorspannung), äußere Zwangsspannungen, Spannungen infolge Lasten und äußerer Vorspannung. Zum Verständnis der folgenden Ableitungen werden die Beanspruchungszustände kurz erläutert:

1. Eigenspannungen:

Sie entstehen durch die Behinderung von Verformungen zwischen den einzelnen Betonfasern innerhalb des Querschnitts infolge veränderlicher Temperatur sowie infolge veränderlicher Temperaturdehnzahlen und Elastizitätsmoduli von Beton im TT-Bereich; sie treten auch in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen auf; es resultieren keine Schnittkräfte.

2. innere thermische Zwangsspannungen:

Das thermische Dehnverhalten von Beton und Bewehrungsstahl bzw. Spannstahl kann im TT-Bereich beträchtliche Unterschiede aufweisen (Bild 2.2); bei Annahme unverschieblichen Verbundes können sich die freien Dehnungen beider Baustoffe nicht frei entfalten; aus der gegenseitigen Behinderung der freien Dehnung resultieren innere thermische Zwangsspannungen; Druckspannungen im Beton und Zugspannungen

im Stahl (Bild 6.1); es resultieren keine Schnittkräfte; die inneren thermischen Zwangsspannungen sind dem Wesen nach Eigenspannungen; die Trennung der Begriffe wird empfohlen, um auf ein spezielles TT-Problem bei Verbundquerschnitten (Stahlbeton, Spannbeton) hinzuweisen.

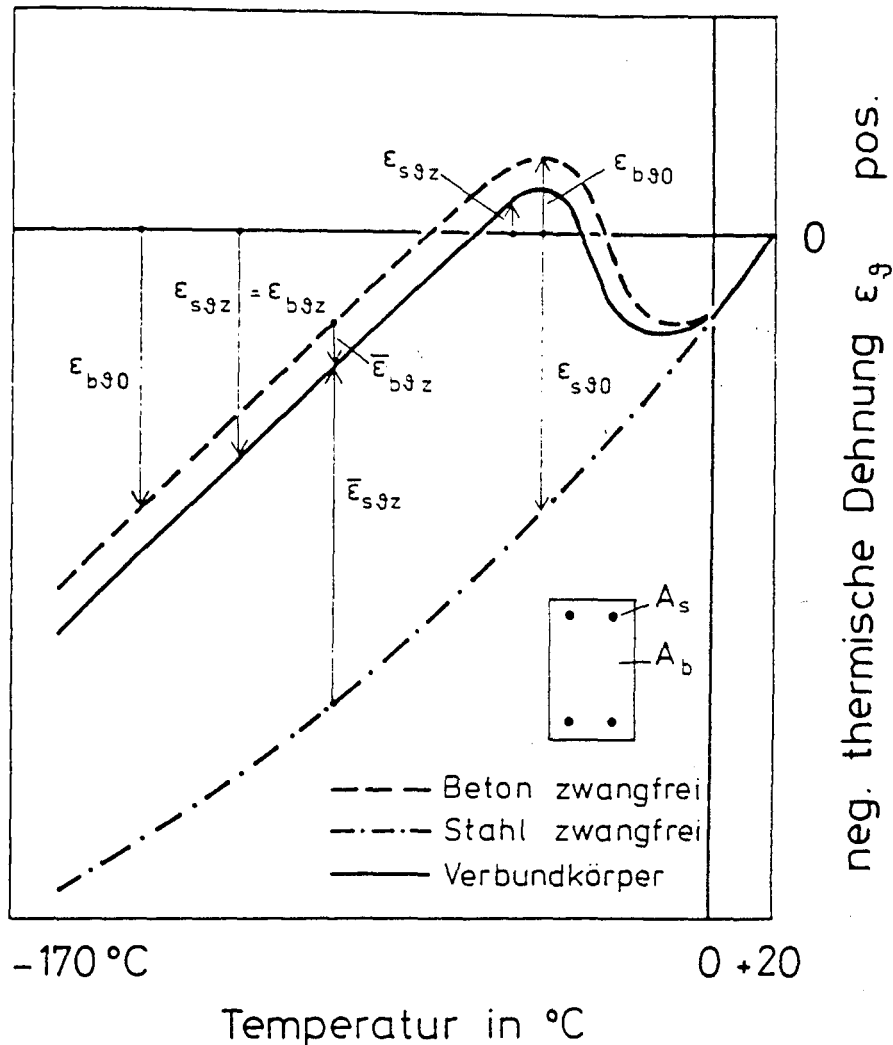


Bild 6.1: Schematische Darstellung des inneren thermischen Zwangs im symmetrisch bewehrten Stahlbetonstab im Zustand I bei konstanter Tieftemperatur über den Querschnitt

3. äußere Zwangsspannungen:

Sie entstehen, "wenn man einen Körper eines Gesamtsystems allein betrachtet und die diesem Körper eingeprägten Verformungen behindert werden" [41]; sie treten in statisch unbestimmt gelagerten

Bauteilen auf; hier resultieren Schnittkräfte; in statisch bestimmt gelagerten Bauteilen treten keine äußeren Zwangsspannungen auf.

4. Spannungen aus äußeren Lasten:

Spannungen im Querschnitt aus planmäßigen äußeren Schnittgrößen.

5. Spannungen aus planmäßiger äußerer Vorspannung:

Der Vorspannzustand entspricht einem planmäßig aufgebrachten Eigenspannungszustand mit Druckspannungen im Beton und Zugspannungen im Spannstahl aus seiner Vordehnung [59]; bei der Annahme des unverschieblichen Verbundes werden im Spannstahl infolge der Abkühlung zusätzliche Zugspannungen aus dem inneren thermischen Zwang geweckt; die planmäßige äußere Vorspannung erzeugt nur bei statisch unbestimmter Lagerung äußere Zwangsschnittgrößen.

Den Ableitungen zur Berechnung zwangbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile infolge einseitigen Kälteschocks liegen die folgenden Voraussetzungen zugrunde:

1. Linear-elastisches Verhalten aller Baustoffe: Die Abschnitte 2.4.4 und 3.1 zeigen, daß diese Voraussetzung insbesondere bei TT in guter Näherung zutrifft (zunehmende Linearisierung der σ - ε -Linien bei TT).
2. Ebenbleiben der Querschnitte: Diese Annahme trifft sowohl im Rißquerschnitt als auch i.M. über eine gerissene Stablänge hinweg genügend genau zu. Im Bereich der Verbundkrafteinleitung treten größere Abweichungen vom Ebenbleiben der Querschnitte auf.
3. Keine Relativverschiebung zwischen dem Bewehrungsstahl bzw. Spannstahl und dem umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel (unverschieblicher Verbund, Verträglichkeit): Es wird davon ausgegangen, daß die Verbundqualität von in Einpreßmörtel gebetteten glatten Litzenspanngliedern bei vorliegender "Korkenzieherwirkung" [59] infolge TT ebenfalls bedeutend verbessert wird (s. Abschn. 4.1); die Annahme dürfte deshalb auch für den Spannstahl gültig sein.

4. Keine Relativverschiebung zwischen dem Liner und der Betonoberfläche: Dies trifft strenggenommen nur bei geklebten Folienlinern (Stahl, Kunststoff) zu, die sich infolge des Kälteschocks nicht von der Betonoberfläche lösen sowie näherungsweise bei Stahllinern mit sehr enger Verbolzung zu. Bei stärker gekrümmten Außenbehälterwänden und größeren Bolzenabständen ist im Falle eines einseitigen Kälteschocks davon auszugehen, daß sich der Stahl schlagartig abkühlt, zusammenzieht und damit von der Betonoberfläche ablöst. Dieser "Polygonalisierungseffekt" [120] bewirkt, daß sich die Temperaturübergangsbedingungen ändern und der Liner sich der Beanspruchung zum Teil entzieht. Die Untersuchungen zur Linerproblematik sind noch nicht abgeschlossen.

5. Gleichgewicht

Im Bild 6.2 ist der Spannungs- und Dehnungszustand eines Stahl- und Spannbetonstabes infolge einseitiger schockartiger Abkühlung im Zustand I dargestellt. Zusätzlich ist das Temperaturfeld für einen beliebigen Kühlzeitpunkt mit aufgenommen. Zur Erfassung der tief-temperaturabhängigen Materialeigenschaften des Betons (E-Modul, freie thermische Dehnung) wird die Querschnittsdicke in 10 Lamellen unterteilt. Die Temperaturen, Materialeigenschaften, Dehnungen und Spannungen des Betons werden im Schwerpunkt jeder Lamelle sowie in Achse des Bewehrungsstahls, Spannstahls und Liners angesetzt. Entsprechend werden der Bewehrungs- und Spannstahl sowie der Liner temperaturabhängig berücksichtigt. Der Dehnungszustand setzt sich aus freien thermischen Dehnungen und den Dehnungen zusammen, die Eigenspannungen und Spannungen aus dem inneren und äußeren Zwang bzw. aus der äußeren Last sowie aus dem planmäßigen Vorspannzustand bewirken. Die freien thermischen Dehnungen werden mit dem Index "0" bezeichnet, die Spannungen auslösenden Dehnungen mit einem Querstrich "-" über der angegebenen Dehnung. Es werden die auf den Querschnitt bezogenen Werte gemäß der Anlage A1 verwendet.

Querschnitt

Temperatur

Element

Dehnung

Spannungen, Kräfte,
äußere Schnittgrößen

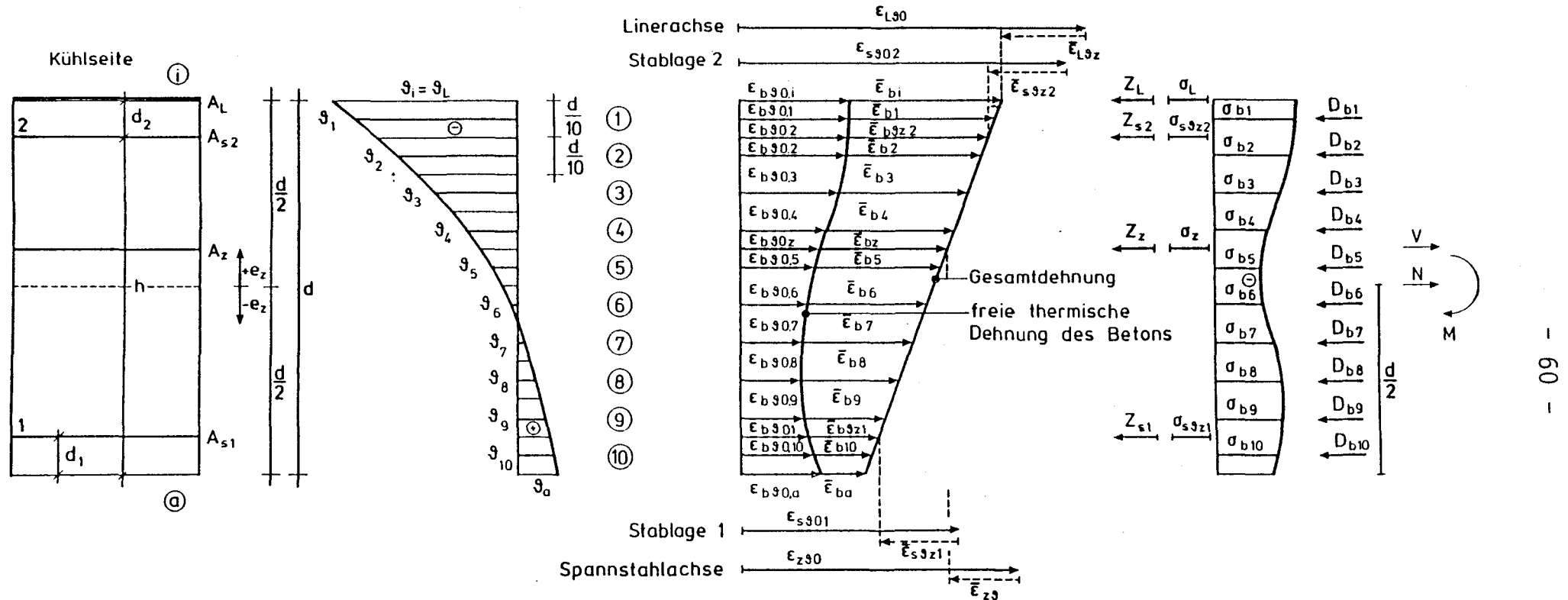


Bild 6.2: Spannungs- und Dehnungszustand eines Stahl- und Spannbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks im Zustand I

Mit den zuvor aufgeführten Voraussetzungen ergibt sich das folgende allgemeine Gleichungssystem:

Verträglichkeit in der Bewehrungsstabachse 1

$$\epsilon_{b901} + \bar{\epsilon}_{b9z1} = \epsilon_{s901} + \bar{\epsilon}_{s9z1} \quad (6.1)$$

Verträglichkeit in der Bewehrungsstabachse 2

$$\epsilon_{b902} + \bar{\epsilon}_{b9z2} = \epsilon_{s902} + \bar{\epsilon}_{s9z2} \quad (6.2)$$

Verträglichkeit in der Liniachse

$$\epsilon_{b90,i} + \bar{\epsilon}_{bi} = \epsilon_{L90} + \bar{\epsilon}_{L9z} \quad (6.3)$$

Verträglichkeit in der Spanngliedachse

$$\epsilon_{b90z} + \bar{\epsilon}_{bz} = \epsilon_{z90} + \bar{\epsilon}_{z9} \quad (6.4)$$

Ebenbleiben des Querschnitts

$$\bar{\epsilon}_{bi} = \frac{2\epsilon_m - \kappa d - 2\epsilon_{b90,i}}{2} \quad (6.5)$$

$$\bar{\epsilon}_{ba} = \frac{2\epsilon_m + \kappa d - 2\epsilon_{b90,a}}{2} \quad (6.6)$$

$$\bar{\epsilon}_{b9z1} = (\epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b90,i} - \bar{\epsilon}_{bi}) \cdot (1 - \beta_1) + \epsilon_{b90,i} + \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b901} \quad (6.7)$$

$$\bar{\epsilon}_{b9z2} = (\epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b90,i} - \bar{\epsilon}_{bi}) \cdot \beta_2 + \epsilon_{b90,i} + \bar{\epsilon}_{bi} - \epsilon_{b902} \quad (6.8)$$

$$\bar{\epsilon}_{bz} = \epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b90,z} - (\epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba} - \epsilon_{b90,i} - \bar{\epsilon}_{bi}) \cdot (0,5 + \eta) \quad (6.9)$$

$$\bar{\epsilon}_{bk} = (0,05 + 0,1l) \cdot (\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}) + (0,95 + 0,1l) \cdot (\epsilon_{b\vartheta 0,i} + \bar{\epsilon}_{bi}) - \epsilon_{b\vartheta 0,k}$$

$$\text{mit } 1 \leq k \leq 10 \quad (6.10) - (6.19)$$

$$0 \leq l \leq 9$$

Kräftegleichgewicht $\Sigma H = 0$

$$\begin{aligned} 0 = & N + V - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z1} E_{s\vartheta 1} \mu_1 b d - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2} E_{s\vartheta 2} \mu_2 b d \\ & - \bar{\epsilon}_{L\vartheta z} E_{L\vartheta} \mu_L b d - \bar{\epsilon}_{z\vartheta} E_{z\vartheta} \mu_z b d - \frac{bd}{10} \cdot \sum_{k=1}^{10} (E_{b\vartheta k} \cdot \bar{\epsilon}_{bk}) \end{aligned} \quad (6.20)$$

Momentengleichgewicht $\Sigma M = 0$

$$\begin{aligned} 0 = & -M + Nd(0,5 - \beta_2) + Vd(0,5 - \beta_2 - \eta) \\ & - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z1} E_{s\vartheta 1} \mu_1 b d^2 (\lambda - \beta_1) + \bar{\epsilon}_{L\vartheta z} E_{L\vartheta} \mu_L b d^2 \beta_2 \\ & - \bar{\epsilon}_{z\vartheta} E_{z\vartheta} \mu_z b d^2 (0,5 - \beta_2 - \eta) - \frac{bd^2}{10} \cdot \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} [E_{b\vartheta k} \bar{\epsilon}_{bk} (\lambda - 0,95 - 0,1l)] \end{aligned} \quad (6.21)$$

Die Spannungen lassen sich nach den folgenden Gleichungen ermitteln (linear-elastisches Stoffgesetz):

$$\text{Betonspannungen:} \quad \sigma_{b\vartheta k} = \bar{\epsilon}_{b\vartheta k} \cdot E_{b\vartheta k} \quad \text{mit } 1 \leq k \leq 10 \quad (6.22)$$

$$\begin{aligned} & \text{Spannstahlspannungen} \\ & \text{ohne Spannung aus der Vordehnung:} \quad \sigma_{z\vartheta} = \bar{\epsilon}_{z\vartheta} \cdot E_{z\vartheta} \end{aligned} \quad (6.23)$$

$$\text{Bewehrungsstahlspannungen:} \quad \sigma_{s\vartheta} = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z} \cdot E_{s\vartheta} \quad (6.24)$$

$$\text{Linerspannungen:} \quad \sigma_{L\vartheta} = \bar{\epsilon}_{L\vartheta z} \cdot E_{L\vartheta} \quad (6.25)$$

Eine Bilanz des Gleichungssystems mit den Gln. (6.1) - (6.21) ergibt, daß 21 Unbekannte 21 vorhandenen Gleichungen gegenüberstehen. Das

Gleichungssystem ist damit eindeutig lösbar. Die Unbekannten richten sich nach der jeweiligen Aufgabenstellung. Hierauf wird noch in den folgenden Abschnitten eingegangen.

Der Berechnungsansatz gilt für alle möglichen Bewehrungsarten wie allgemein unsymmetrische Bewehrung, einseitige Bewehrung, symmetrische Bewehrung, zentrische Bewehrung. Ebenso können einsträngig vorgespannte Stahlbetonstäbe mit beliebiger Spannstelllage und unbewehrte Betonstäbe berechnet werden.

Die Temperaturverteilung über den Querschnitt ist beliebig. Sie darf veränderlich und konstant sein.

Die Berechnungsmethode deckt den gesamten Beanspruchungsbereich von Stahl- und Spannbetonstäben ab: zentrischer Zug, Biegung und Normalkraft (Zug, Druck), reine Biegung, zentrischer Druck. Sie gilt bei Last- und Zwangbeanspruchung. Darüber hinaus lassen sich die freien Temperaturverformungen von Stahl- und Spannbetonstäben bei beliebiger Temperaturverteilung berechnen. Das Knickproblem wird in der Berechnung nicht erfaßt.

6.2.1.1 Ermittlung der Biegezwangbeanspruchung bei gleichzeitiger zentrischer Zwangbeanspruchung

Im Falle der Biegezwangbeanspruchung bei gleichzeitiger zentrischer Zwangbeanspruchung wird bei Vorgabe der Verformungen κ_{ZW} und ε_{ZW} nach dem Biegezwangmoment M_{ZW} und der Zwangnormalkraft N_{ZW} gefragt. M_{ZW} und N_{ZW} korrigieren quasi die freien Temperaturverformungen auf die vorgegebenen Verformungen κ_{ZW} und ε_{ZW} zurück (Anlage A2). In der Anlage A3 ist das Gleichungssystem mit den Gln. (6.1) - (6.21) zur Ermittlung der Biege- und zentrischen Zwangbeanspruchung in Matrizenform dargestellt.

Zur Lösung des Gleichungssystems wird wie folgt vorgegangen:

Zunächst werden die aus der Temperatur- und Zwangbeanspruchung resultierenden Verformungen κ und ε_m vorgegeben. Bei planmäßig vorgespannten Stahlbetonstäben sind zusätzlich der Krümmungs- und Dehnungsan-

teil $\bar{\kappa}_v(RT)$ und $\bar{\epsilon}_v(RT)$ aus der Vorspannung zu berücksichtigen. Damit sind vorzugeben:

$$\kappa = \bar{\kappa}_v(RT) + \kappa_{zw} = \bar{\kappa}_v(RT) + \kappa_{\vartheta 0} + \bar{\kappa}_{\vartheta z} \quad (6.26)$$

$$\epsilon_m = \bar{\epsilon}_v(RT) + \epsilon_{zw} = \bar{\epsilon}_v(RT) + \epsilon_{m\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{m\vartheta z} \quad (6.27)$$

ϵ_{zw} und κ_{zw} sind ein Maß für die Nachgiebigkeit der Lager an den Stabenden. $\kappa_{\vartheta 0}$ und $\epsilon_{m\vartheta 0}$ sind die freien Temperaturverformungen; $\bar{\kappa}_{\vartheta z}$ und $\bar{\epsilon}_{m\vartheta z}$ die aus den Zwangsschnittgrößen N_{zw} und M_{zw} resultierenden Verformungen (Anlage A2), die Zwangkrümmung und die Zwangdehnung.

Bei vollständiger Verformungsbehinderung sind κ_{zw} und ϵ_{zw} zu Null zu setzen. Es werden die folgenden TT-Materialeigenschaften für das betrachtete Temperaturfeld (Abschn. 5.2) ermittelt:

- a) Elastizitätsmodul von LB 45:

Berechnung nach Gl. (2.7)

$E_{b0} = 20250 \text{ N/mm}^2$ bei Normallagerung

$E_{b0} = 21340 \text{ N/mm}^2$ bei versiegelter Lagerung

- b) Elastizitätsmodul von B 45:

Berechnung nach Gl. (2.6)

$E_{b0} = 28200 \text{ N/mm}^2$ bei versiegelter Lagerung

- c) Elastizitätsmodul von Bewehrungsstahl, Spannstahl und Stahlliner:

Berechnung nach Gl. (3.1)

$E_{s0} = 205700 \text{ N/mm}^2$

- d) freie thermische Dehnung von versiegeltem und normalgelagertem LB 45 und von versiegeltem B 45:

aus Versuchsergebnissen gemäß Bild 2.2

- e) freie thermische Dehnung von Bewehrungsstahl, Spannstahl und Stahlliner:

Berechnung nach Gl. (3.4)

Unter Berücksichtigung der bezogenen Querschnittswerte nach Anlage A1 ergibt sich der folgende Berechnungsablauf:

1. $\bar{\epsilon}_{bi}$, $\bar{\epsilon}_{ba}$ durch Einsetzen von κ und ϵ_m in Gln. (6.5) und (6.6)
2. Betondehnungen $\bar{\epsilon}_{b\theta z1}$, $\bar{\epsilon}_{b\theta z2}$, $\bar{\epsilon}_{bz}$ und $\bar{\epsilon}_{bk}$ mit $1 \leq k \leq 10$ durch Einsetzen von $\bar{\epsilon}_{bi}$ und $\bar{\epsilon}_{ba}$ in Gln. (6.7) - (6.19)
3. Stahldehnungen $\bar{\epsilon}_{s\theta z1}$, $\bar{\epsilon}_{s\theta z2}$, $\bar{\epsilon}_{L\theta z}$, $\bar{\epsilon}_{z\theta}$ durch Einsetzen der Betondehnungen $\bar{\epsilon}_{b\theta z1}$, $\bar{\epsilon}_{b\theta z2}$, $\bar{\epsilon}_{bi}$ und $\bar{\epsilon}_{bz}$ in Gln. (6.1) - (6.4)
4. Zwangsschnittgrößen N_{zw} , M_{zw} unmittelbar aus Gln. (6.20) - (6.21); die Vorspannung V ist in den Gleichungen negativ einzusetzen.
5. Stahl- und Betonspannungen aus Gln. (6.22) - (6.25); bei der Berechnung der Spannstahlspannungen ist zusätzlich die Spannung $\sigma_{zv}^{(0)}$ aus der beim Vorspannen erzeugten Vordehnung $\epsilon_{z,v}^{(0)}$ zu berücksichtigen.

Die folgenden Angaben fassen die rechnerische Behandlung einiger Sonderfälle zusammen:

1. nicht vorgespannte Stäbe: $V = E_{z\theta} = \mu_z = 0$
2. Stäbe ohne Liner: $E_{L\theta} = \mu_L = 0$
3. Stäbe ohne Bewehrungsstahl: $E_{s\theta 1} = E_{s\theta 2} = \mu_1 = \mu_2 = 0$

Bei zusätzlich auftretenden Lastschnittgrößen M_L und N_L ist in den Gln. (6.20) und (6.21) $N = N_{zw} + N_L$ bzw. $M = M_{zw} + M_L$ zu setzen.

6.2.1.2 Ermittlung der Biegezwangbeanspruchung bei vorgegebener zentrischer Normalkraft

In diesem Falle wird bei vorgegebener Verformung κ_{zw} nach Gl. (6.26) und angreifender zentrischer Normalkraft nach dem Biegezwangmoment M_{zw} und der mittleren Dehnung ϵ_m gefragt. Im Sonderfall $N = 0$ wird der reine Biegezwang untersucht. Die Lösung der Gleichungsmatrix nach An-

lage A4 gestaltet sich dem Abschnitt 6.2.1.1 entsprechend nach den Gln. (A1) - (A10) in der Anlage.

6.2.1.3 Ermittlung der Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge äußerer Lasten; Ermittlung freier Temperaturverformungen

Bei lastbeanspruchten Stahl- und Spannbetonstäben interessieren u.a. die sich unter M und N einstellenden Verformungen $\bar{\kappa}_{\theta Z}$ und $\bar{\varepsilon}_{m\theta Z}$. Zur Untersuchung lastbeanspruchter Bauteile bei RT sind die E-Moduli über alle Betonlamellen hinweg konstant anzusetzen, die freien thermischen Betondehnungen $\varepsilon_{b\theta 0}$ zu 0. Bei konstanter TT über den Querschnitt sind die E-Moduli und freien thermischen Dehnungen des Betons über den Querschnitt konstant; entsprechend ist bei den E-Moduli und freien thermischen Dehnungen von Bewehrungsstahl, Spannstahl und Liner zu verfahren.

Im Sonderfall $M = N = 0$ wird bei einseitiger Abkühlung nach den freien Temperaturverformungen κ und ε_m infolge einseitiger Abkühlung gefragt.

In der Anlage A6 ist die Gleichungsmatrix dargestellt. Die Anlage A7 enthält die Lösung.

6.2.1.4 Ermittlung der zentrischen Zwangbeanspruchung bei vorgegebenem Biegemoment

Ist im Sonderfall die reine zentrische Zwangbeanspruchung (N_{ZW}) von Stahl- und Spannbetonstäben infolge Abkühlung zu ermitteln, so ist von $M = 0$ auszugehen. ε_m ist nach Gl. (6.27) vorzugeben; κ kann sich frei entfalten. Die zugehörige Gleichungsmatrix und deren Lösung sind den Anlagen A8 und A9 zu entnehmen.

6.2.2 Allgemeines Berechnungsmodell für Zustand II

Sobald die Summe aus den Spannungen infolge inneren thermischen Zwangs, äußeren Zwangs bzw. äußerer Lasten, planmäßiger äußerer Vor-

spannung und aus den Eigenspannungen die Betonzugfestigkeit $\sigma_{b0} = \beta_{bZ,0}$ im Außenrandbereich der Zugzone erreicht, reißt der Querschnitt ein. Über der Einrißtiefe ist der Beton spannungsfrei ($\sigma_{b0} = 0$). Die Stahlspannung in der Bewehrungsstange 2 und die Spannstahlspannung nehmen bei der Rißbildung sprunghaft zu. Es wird dabei vorausgesetzt, daß die äußeren Schnittgrößen vor und nach der Rißbildung gleich groß sind. Zusätzlich wird davon ausgegangen, daß die Temperaturen über den ungerissenen und gerissenen Querschnitt gleich verteilt sind. Geringe Abweichungen sind bei Querschnitten ohne Liner zu erwarten: Durch das Einfließen des kalten Mediums in den Riß wird der Stahl örtlich weiter abgekühlt. Darüber hinaus wird auch der Betonquerschnitt vom Inneren des Risses her zusätzlich gekühlt. Zu beiden Seiten des Risses herrscht außerhalb der anschließenden Einleitungsbereiche Zustand I. Im Falle des Durchrisses verschwinden der innere thermische Zwang und die planmäßige äußere Vorspannung. Die äußeren Last- bzw. Zwangsschnittgrößen werden allein vom Bewehrungsstahl, Spannstahl und ggf. vom Liner aufgenommen.

Im Bild 6.3 ist der Spannungs- und Dehnungszustand eines Stahl- und Spannbetonstabes bei einseitigem Kälteschock im Zustand II dargestellt. Die gewählten Bezeichnungen entsprechen den im Bild 6.2 verwendeten. Aus Übersichtlichkeitsgründen wird auf den Zusatz "r" als Verweis auf den Rißquerschnitt verzichtet.

Aufgrund der auf unterschiedlichen Ursachen beruhenden Beanspruchung des Rißquerschnitts ist die Ermittlung des Spannungs- und Dehnungszustandes nur iterativ möglich. Der Grundgedanke zur Lösung des Problems besteht darin, daß der Querschnitt nur so weit einreißt, bis die vorhandenen Betonzugspannungen unterhalb der Rißspitze kleiner sind als die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit.

Damit ergibt sich der folgende iterative Lösungsweg:

Mit den Darstellungen in Bild 6.3 ergibt sich das Gleichungssystem nach Abschnitt 6.2.1 (Gln. 6.1 bis 6.25). Es wird zunächst vom ungerissenen Zustand ausgegangen. Für das betrachtete Temperaturfeld werden die tieftemperaturabhängigen Materialkennwerte in den Lamellen-

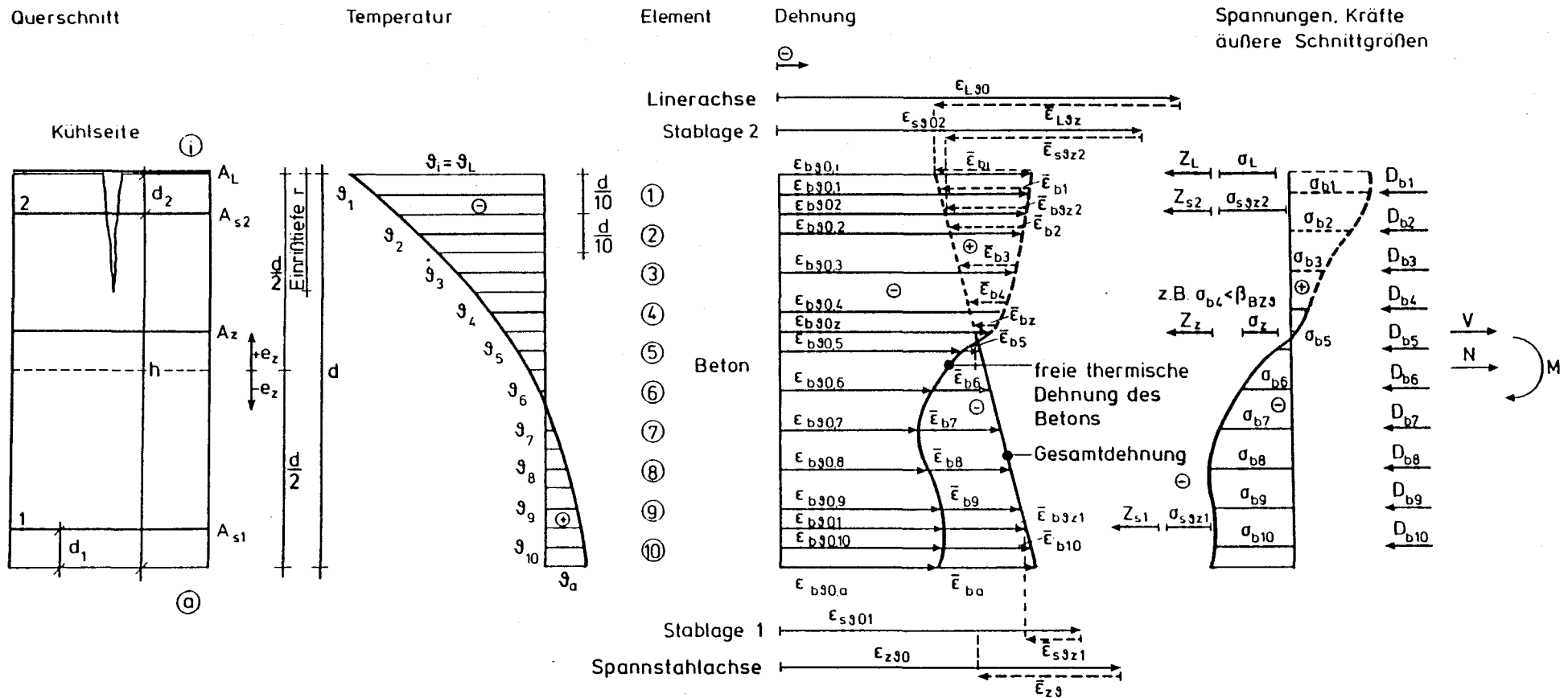


Bild 6.3: Spannungs- und Dehnungszustand eines Stahl- und Spannbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks im Zustand II

schwerpunkten des Betons und in den Lagen von Spannstahl, Bewehrungsstahl und Liner ermittelt. Nach der Lösung des Gleichungssystems (Abschn. 6.2.1, Anlagen A4, A6, A8) wird der Spannungszustand unter der Annahme von Zustand I berechnet. Nun wird überprüft, ob die mittlere vorhandene Betonzugspannung in der Lamelle ① die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit übertrifft. Ist vorh. $\sigma_{b1} < \beta_{bZ,\vartheta}$, so reißt der Querschnitt nicht ein. Ist vorh. $\sigma_{b1} \geq \beta_{bZ,\vartheta}$, so reißt der Querschnitt nach der gewählten Lamellenteilung von $10 \times d/10$ zunächst bis $r = d/10$ ein. Die Lamelle ① in der Zugzone fällt damit zur Aufnahme von Spannungen aus. Im 2. Iterationsschritt wird der Spannungszustand eines Stahlbetonstabes mit einer Rißtiefe $r = d/10$ berechnet. In der Lösung des Gleichungssystems wird hierzu $E_{b\vartheta 1}$ zu Null gesetzt. Nun wird überprüft, ob die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit in der Lamelle ② von der vorhandenen mittleren Betonspannung in Lamelle ② übertroffen wird. Ist dies der Fall, so beträgt die Rißtiefe mindestens $r = 2d/10$. Entsprechend fällt im 3. Iterationsschritt die Lamelle ② bei der Spannungsaufnahme aus. Diese Iteration wird so lange durchgeführt, bis die vorhandene mittlere Betonspannung unterhalb der Rißspitze kleiner ist als die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit. Die für den betrachteten Zeitpunkt bzw. das betrachtete Temperaturfeld endgültige Rißtiefe ist erreicht.

Zur Entscheidung der Frage, ob der Beton in der betrachteten Lamelle einreißt oder nicht, wird die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit wie folgt festgelegt: Zahlreiche Untersuchungen haben ergeben, daß die maximale Zugfestigkeit von LB und NB schon bei ca. -40°C erreicht ist [83, 85, 86, 88]. Bei weiterer Abkühlung bleibt die Betonzugfestigkeit nahezu konstant. Die an kleinen Betonproben ermittelte Zugfestigkeit eines LB 45 (normalgelagert, versiegelt) beträgt bei RT ca. $+3,0 \text{ N/mm}^2$, bei TT ca. $+4,5 \text{ N/mm}^2$. Die entsprechende Zugfestigkeit eines versiegelten B 45 ist bei RT mit ca. $+4,5 \text{ N/mm}^2$, bei TT mit ca. $+10,0 \text{ N/mm}^2$, zu veranschlagen. In [106] wird darauf hingewiesen, daß die Betonzugfestigkeit bei Bauteilabmessungen in der Größenordnung von $d = 40 \text{ cm}$ um ca. 25 % absinkt. Bei Berücksichtigung dieser Abminderung wird die Betonzugfestigkeit als Rißkriterium bei der Berechnung für Zustand II wie folgt festgelegt:

normalgelagerter und versiegelter LB 45:

$$\beta_{bZ,RT} = + 2,3 \text{ N/mm}^2; \beta_{bZ,TT} = + 3,5 \text{ N/mm}^2 \text{ für } \vartheta \leq - 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

versiegelter B 45:

$$\beta_{bZ,RT} = + 3,4 \text{ N/mm}^2; \beta_{bZ,TT} = + 7,5 \text{ N/mm}^2 \text{ für } \vartheta \leq - 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

versiegelter B 25:

$$\beta_{bZ,RT} = + 2,0 \text{ N/mm}^2; \beta_{bZ,TT} = + 6,0 \text{ N/mm}^2 \text{ für } \vartheta \leq - 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit im Bereich $- 40 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta \leq + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ kann näherungsweise linear interpoliert werden.

Die Berechnungsmethode berücksichtigt den Zugspannungskeil zwischen der Rißspitze und der Nulllinie. Dies ermöglicht eine zutreffendere Bestimmung der Einrißtiefe, insbesondere der des B 45 mit seiner relativ hohen Zugfestigkeit bei TT.

Einschränkend ist zu bemerken, daß der Berechnungsansatz für Zustand II ausschließlich die Spannungszustände von Hauptrissen bzw. Durchrissen erfaßt. In den Nebenrissen herrschen andere Spannungszustände. Auf die unterschiedlichen Rißtypen wird noch in Abschn. 7.2.1 eingegangen.

Die vorgestellte Berechnung von Stahl- und Spannbetonstäben im Zustand II gilt in bezug auf die Beanspruchung, Temperaturverteilung, Bewehrungsanordnung und Vorspannung allgemein. Ein besonderer Vorteil dieser Berechnung besteht darin, daß ein allgemeingültiges Rißkriterium gegeben ist. Einerseits kann die zu erwartende Einrißtiefe in guter Näherung abgeschätzt werden, andererseits auch geklärt werden, ob der Beton des Verbundquerschnitts bei kombinierter Beanspruchung (M + N) einreißt oder durchreißt. Der Rißtyp entscheidet wesentlich evtl. zusätzliche Maßnahmen (z.B. Linerausbildung) zur Gewährleistung der Dichtigkeit von LNG-Behälterwänden. Im Falle des Durchrisses eines Spannbetonstabes gilt in den Ableitungen: $E_{b\vartheta k} = 0$ mit $1 \leq k \leq 10$,

$V = 0$; $E_{z0} \neq 0$; $\mu_z \neq 0$. Bei nicht vorgespannten Stahlbetonstäben sind im gleichen Falle zusätzlich E_{z0} und μ_z zu Null zu setzen.

Diskussion der Betonlamellenteilung:

Bei erster Betrachtung der vorgestellten Berechnungsmethode scheint die zur Erfassung der Temperaturverteilung gewählte Teilung des Querschnitts in 10 Lamellen zu grob. Die folgenden Gründe sprechen allerdings für diese Wahl:

1. Eine engere Teilung des Querschnitts erhöht den Rechenaufwand beträchtlich. Trotz heutigen Einsatzes von Rechenanlagen sucht der entwerfende Ingenieur nach relativ einfach zu handhabenden Berechnungsmethoden, die gut überschaubar sind.
2. Die Teilung des Querschnitts in 10 Lamellen gestattet eine ausreichend genaue Erfassung der tieftemperaturabhängigen Materialkennwerte über den Querschnitt bei instationären Temperaturfeldern. Die Streuung der Materialkennwerte - insbesondere die von Beton - sind bei TT bekanntlich relativ groß, so daß schon deshalb eine engere Teilung nicht angebracht erscheint.
3. Wie zuvor beschrieben, stehen der Spannungs- und Dehnungszustand im Rißquerschnitt in untrennbarem Zusammenhang mit der Rißtiefe. In [47] wird ein strukturorientiertes statistisches Festigkeitsmodell für zugbeanspruchten Beton vorgestellt. Es wird hier darauf hingewiesen, daß Zugspannungsspitzen im Beton nicht unbedingt das sofortige Einreißen des Betons auslösen. In [47] wird als kleinste statistische Einheit die strukturorientierte "repräsentative Volumeneinheit" (RVE) definiert. Nach [47] reißt der Beton ein, sobald die über die Abmessungen der RVE gemittelte Zugspannung die Betonzugfestigkeit erreicht. Die RVE ist als Würfel mit der Kantenlänge $d_E \approx 2,3 \cdot \max D_K$ zu betrachten, wobei $\max D_K$ der Größtkorndurchmesser des Betons ist [51]. Der Größtkorndurchmesser beträgt bei den hier untersuchten Betonen 16 mm. Damit ergibt sich eine RVE mit der Kantenlänge $d_E \approx 2,3 \cdot 1,6 = 37$ mm. Strenggenommen muß die Querschnittsdicke bei 10 Lamellen dann ca. $d = 37$ cm betragen. Der

Verfasser hat Betonquerschnitte mit $d/b = 40/20$ cm experimentell untersucht (Abschnitt 8.2), so daß die Lamellendicke von $d/10 = 4$ cm ausreichend genau der Kantenlänge der RVE entspricht. In der Praxis sind Wanddicken von LNG-Behältern von $d = 40 - 80$ cm zu erwarten. Es kann davon ausgegangen werden, daß bei diesen Wanddicken Zuschläge mit einem Größtkorndurchmesser von $\max D_K = 31,5$ mm verwendet werden. Damit ist auch in diesem Fall die Wahl von 10 Betonlamellen ein praktikabler Ansatz.

6.2.3 Auswertung der Berechnungsansätze für Zustand I und II und Diskussion der Ergebnisse

6.2.3.1 Überblick

Im folgenden wird der in den Abschnitten 6.2.1 und 6.2.2 beschriebene allgemeine Berechnungsansatz für Zustand I und II ausgewertet. Es werden die folgenden Beanspruchungszustände behandelt:

- freie Temperaturverformung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks
- reine Biegezwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks bei vollständig behinderter Krümmung
- Biegezwangbeanspruchung und zentrische Zwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks bei vollständig behinderter Krümmung und Mittendehnung
- Lastbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben bei stationären Temperaturen (RT, TT)

Aus der Vielzahl der möglichen Parameter werden im wesentlichen berücksichtigt:

- Einfluß der Betongüte (B 45, LB 45, beide versiegelt)

- Einfluß der mittleren Betonfeuchte (LB 45: versiegelt, + 20 °C/65 % r.F.)
- Einfluß einer Vorspannung ($V = 0$, $V/bd = - 6,3 \text{ N/mm}^2$, zentrisch)
- Einfluß des Bewehrungsgrades (μ_1 , μ_2)
- Einfluß eines Stahl liners

Es ist zum Verständnis der Berechnungsergebnisse erforderlich, insbesondere die Temperaturverteilung über den Querschnitt (Bilder 5.3, 5.4) und das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Stahl und Beton (Bilder 2.2, 3.2, 6.1) bei TT zu betrachten. Es werden die Berechnungsergebnisse über der Kühlzeit aufgetragen.

6.2.3.2 Freie Temperaturverformung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks

Auf die freien Temperaturverformungen von Verbundquerschnitten sowie auf deren Beanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks wird aus den folgenden Gründen näher eingegangen. Zum einen entscheiden die verhinderten Verformungen maßgeblich die Entwicklung der Zwangbeanspruchung; zum anderen soll anhand der Berechnung das Wechselspiel zwischen der Beanspruchung aus den Temperatureigenspannungen und der Beanspruchung aus dem inneren thermischen Zwang näher beleuchtet werden. Untersuchungen dieses Wechselspiels sind bislang noch nicht angestellt worden. Die Berechnungen erfolgen nach den Ausführungen in Abschnitt 6.2.1.3 und der Gleichungsmatrix in der Anlage A6. Bei der Ermittlung freier Temperaturverformungen sind die äußeren Schnittgrößen M und N in den Gleichungen zu Null zu setzen.

Das Bild 6.4 zeigt den Verlauf der Krümmung von Stahlbeton- und Stahlleichtbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks während der Abkühlung. Die Krümmungsverläufe der einzelnen Betone unterscheiden sich wesentlich voneinander.

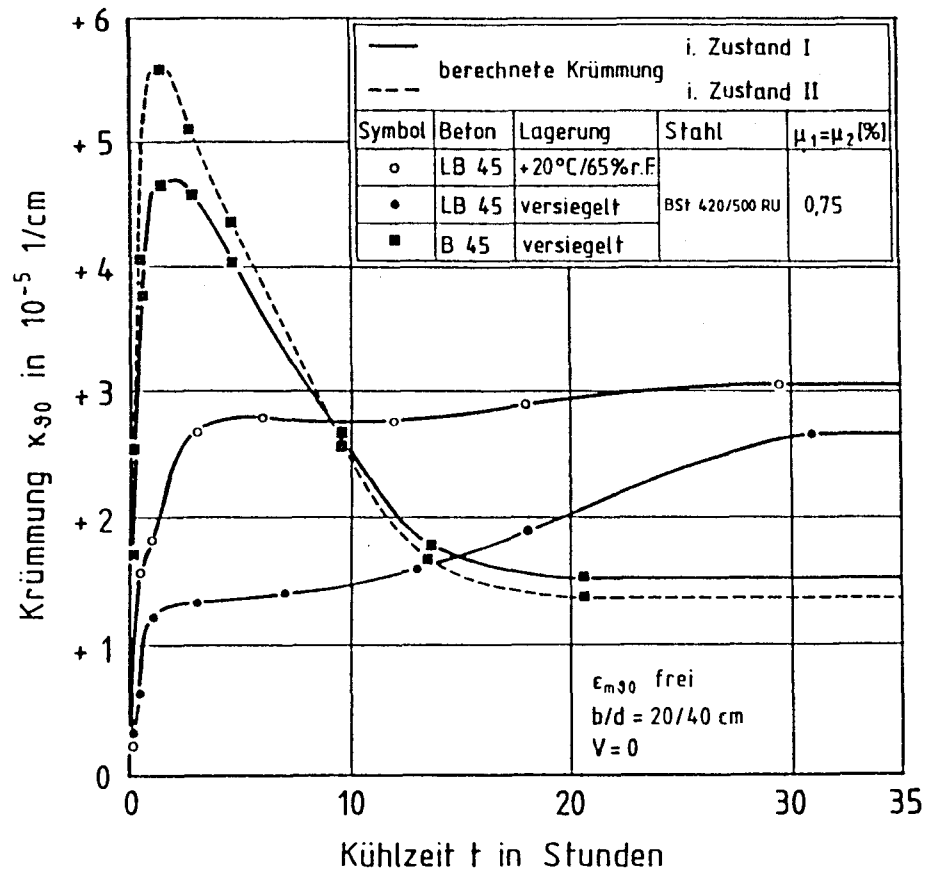


Bild 6.4: Berechnete freie Krümmung eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II (ϵ_{m30} frei)

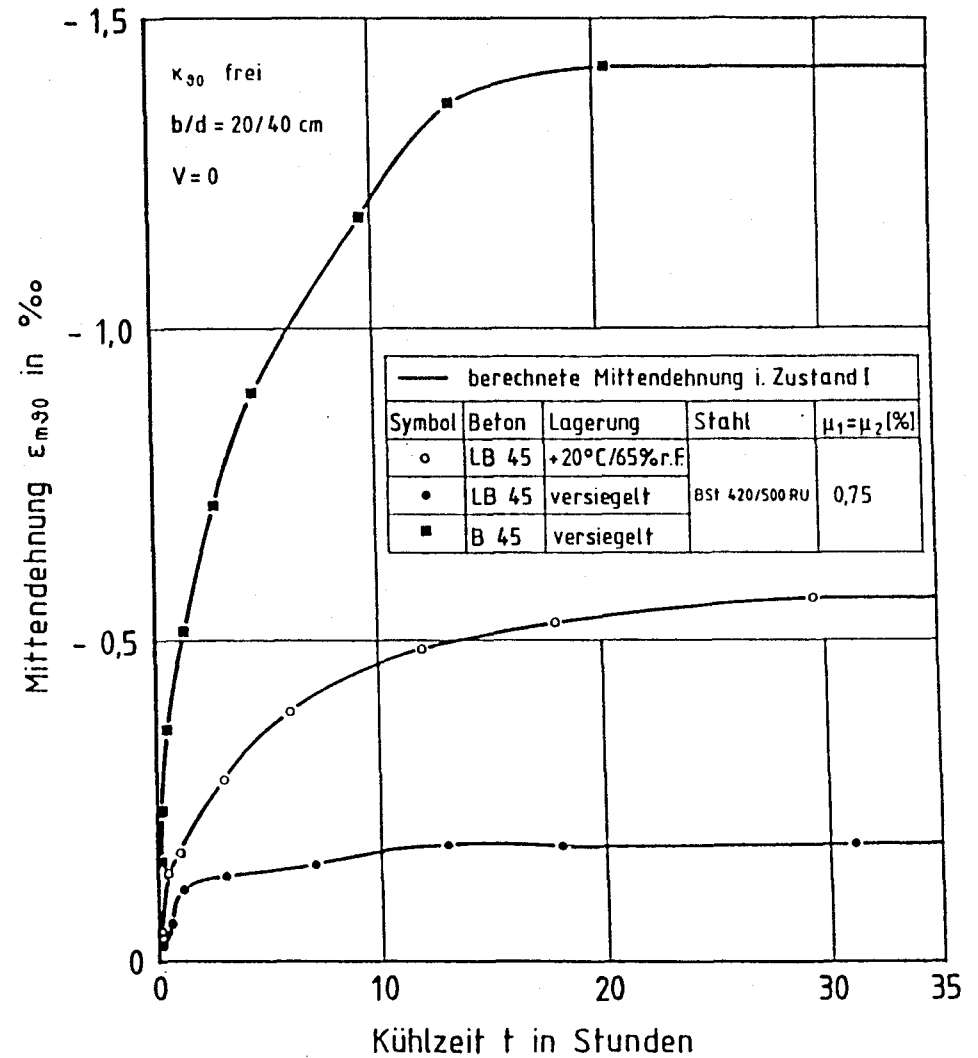


Bild 6.5: Berechnete freie Mittendehnung eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I (κ_{30} frei)

Die Krümmung des Stahlbetonstabes aus B 45 steigt unmittelbar nach dem Kühlbeginn steil an und erreicht schon nach ca. 2 Stunden Kühlzeit das Maximum. Bei weiterer Abkühlung fällt die Krümmung auf ca. 30 % des Maximalwertes ab. Der Krümmungsverlauf steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem Verlauf der Temperaturdifferenz $\Delta\vartheta$, die die Krümmung verursacht. Der Temperaturentwicklung im Bild 5.3 ist zu entnehmen, daß der Temperaturgradient nach ca. vier Stunden zunehmend flacher wird und $\Delta\vartheta$ deutlich abnimmt.

Der Anstieg der Krümmung von LB 45 nach dem Kühlbeginn ist auf Grund der geringeren Temperaturdehnungen (Bild 2.2) deutlich kleiner als beim B 45. Je nach Betonfeuchte des LB 45 flacht der Krümmungsverlauf nach ca. 1 bis 3 Stunden ab. Der erneute Anstieg der Krümmung nach weiterer Abkühlung ist umso mehr ausgeprägt, je feuchter der LB 45 ist. Dies ist wie folgt zu erklären: Nach ca. 10 Stunden Kühlzeit durchläuft die Expansionswelle der freien thermischen Dehnung (Bild 2.2) den unteren Bereich des Versuchskörperquerschnitts. Die höheren Betonfaserexpansionen des feuchteren LB überlagern sich mit den negativen thermischen Dehnungen (Verkürzung) im oberen Bereich des Versuchskörperquerschnitts zu wieder anwachsenden freien Krümmungen.

Die Mittendehnung (Verkürzung) von bewehrtem B 45 infolge einseitigen Kälteschocks ist auf Grund der größeren Temperaturdehnungen von B 45 deutlich größer als die Mittendehnung von bewehrtem LB 45 (Bild 6.5). Eine höhere mittlere Betonfeuchte führt zu betragsmäßig kleineren Mittendehnungen.

Die Stahlspannung von Stablage 2 von Stahlbetonstäben aus B 45 steigt unmittelbar nach Kühlbeginn steil an und erreicht nach ca. 1 Stunde ein Maximum von ca. $+ 120 \text{ N/mm}^2$ (Bild 6.6). Der Spannungsanstieg resultiert im wesentlichen aus hohen Eigenspannungen unmittelbar nach dem Kühlbeginn. Mit weiterer Abkühlung werden die Eigenspannungen zunehmend abgebaut. Infolge des inneren thermischen Zwangs (Bild 6.1) verbleibt beim Erreichen des stationären Temperaturzustandes eine Stahlspannung von ca. $+ 70 \text{ N/mm}^2$.

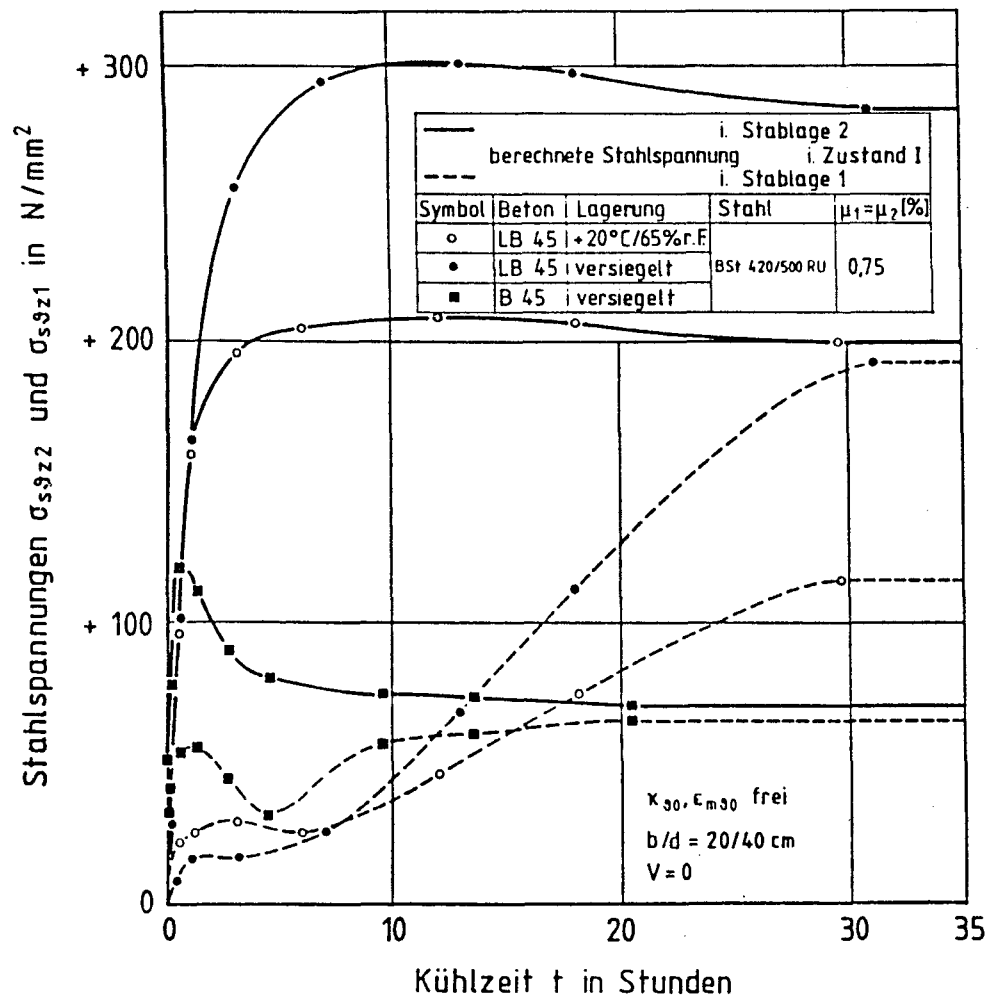


Bild 6.6: Berechnete Stahlspannung in Stablage 1 und 2 eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I ($\kappa_{30}, \epsilon_{m30}$ frei)

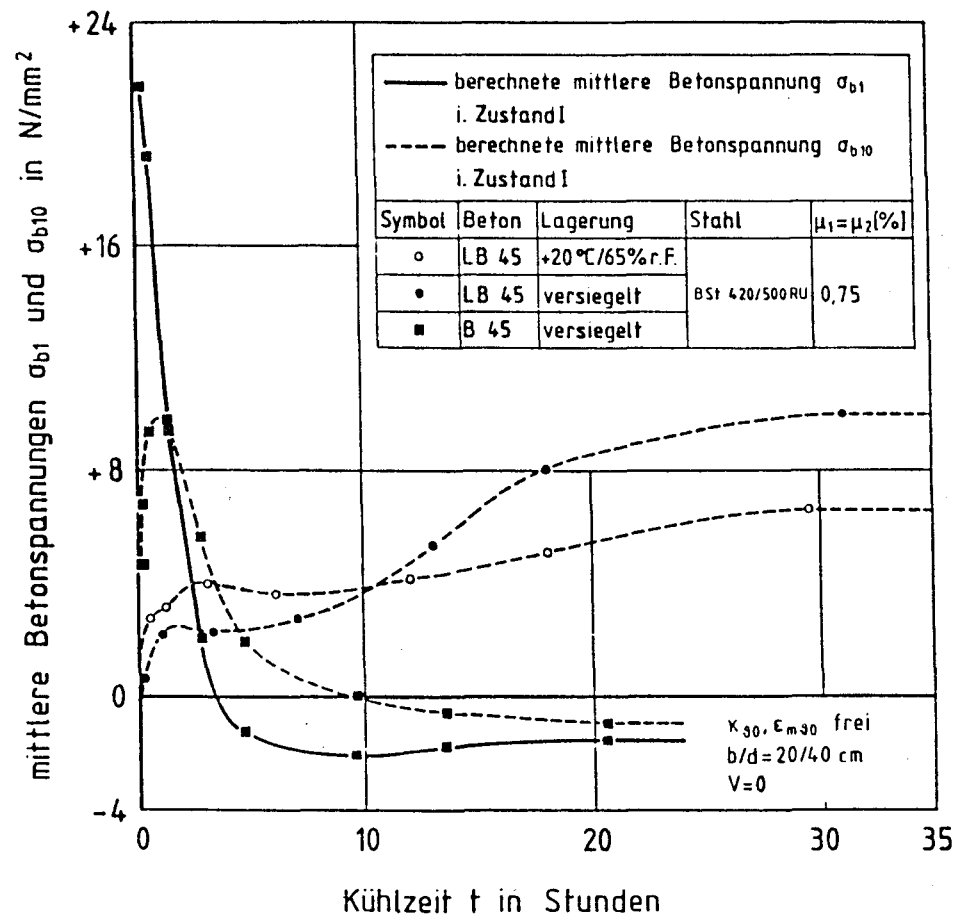


Bild 6.7: Berechnete mittlere Betonspannungen $\sigma_{b1}, \sigma_{b10}$ eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I ($\kappa_{30}, \epsilon_{m30}$ frei)

In der Stablage 2 von Stahlleichtbetonstäben werden bei versiegelter Lagerung Stahlspannungen von ca. $+ 300 \text{ N/mm}^2$, bei Normallagerung von ca. $+ 200 \text{ N/mm}^2$ aufgebaut. Dies ist auf den beträchtlichen Unterschied des thermischen Dehnverhaltens von LB 45 und Stahl zurückzuführen (Bild 2.2); infolge des inneren thermischen Zwangs werden hohe Zugspannungen im Stahl und Druckspannungen im Beton geweckt [80, 84, 85, 86].

Unmittelbar nach dem Kühlbeginn werden in der Stablage 1 ebenfalls Zugspannungen aufgebaut (Bild 6.6), die vorwiegend aus der Eigenspannungsentwicklung an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite resultieren (Bild 6.7). Mit zunehmender Durchkühlung werden in der Stablage 1 Zugspannungen aus dem inneren thermischen Zwang aufgebaut. Im stationären Temperaturzustand werden bei Verwendung von B 45 ca. $+ 70 \text{ N/mm}^2$, bei Verwendung von LB 45 je nach der Betonfeuchte ca. $+ 120$ bis $+ 190 \text{ N/mm}^2$ aufgebaut.

Das Bild 6.7 zeigt die Entwicklung der mittleren Betonspannungen in der Lamelle ① an der Kühlseite und in der Lamelle ⑩ an der gegenüberliegenden "warmen" Seite. Die hohen Eigenzugspannungen an der Kühlseite unmittelbar nach dem Kühlbeginn können vom Beton nicht aufgenommen werden; es bilden sich Eigenspannungsrisse mit Rißtiefen von ca. 4 cm. Ebenfalls reißt der Stahlbetonstab infolge zu hoher Eigenspannungen an der warmen Seite ein. Beim Stahlbetonstab aus B 45 geschieht dies ca. 0,5 Stunden nach dem Kühlbeginn, bei den Stahlleichtbetonstäben je nach der aktuellen vorhandenen Betonzugfestigkeit frühestens ca. 1 Stunde nach dem Kühlbeginn, spätestens nach ca. 10 Stunden Kühlzeit. Die Untersuchung des nackten Zustands II ergibt zu erwartende Rißtiefen von ca. 8 bis 12 cm. Das Bild 6.4 zeigt am Beispiel des B 45 den Krümmungsverlauf im Zustand II. Insbesondere die Eigenspannungsrisse an der warmen Seite rufen gegenüber dem ungerissenen Zustand größere maximale Krümmungen hervor.

Das Bild 6.8 zeigt die Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus B 45 und LB 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I. Die Darstellungen verdeutlichen die Abnahme der Eigenspannungsgradienten mit fortschreitender Abkühlung. Beim

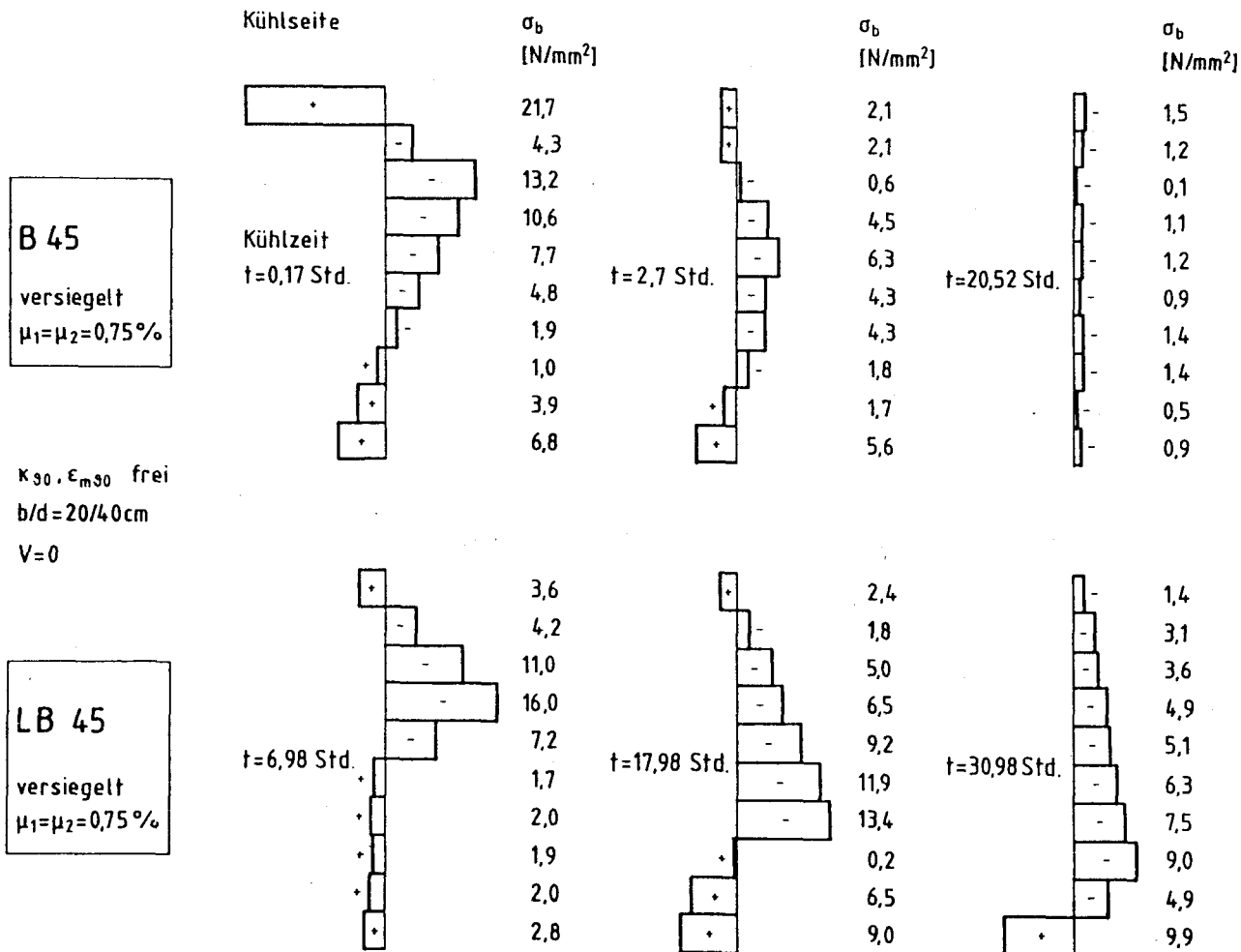


Bild 6.8: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus B 45 und LB 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I ($\kappa_{90}, \epsilon_{m90}$ frei)

Stahlleichtbetonstab fällt im Querschnittsinneren ein Spannungsgradient mit einem steilen Übergang von Druck- in Zugspannungen auf. Dieser Spannungsgradient wird bei weiterer Abkühlung nicht abgebaut, sondern durchläuft den Querschnitt von der Kühlseite her in Richtung zur warmen Seite. Die Betrachtung der Temperaturverteilung und der freien thermischen Betondehnung ergibt die folgende Erklärung: Im Bereich der steilen Spannungsgradienten herrschen Temperaturen von ca. - 30 bis - 60 °C. In diesem Temperaturbereich expandiert feuchter LB bei freien Entfaltungsmöglichkeiten (Bild 2.2). Die in diesem Temperaturbereich stark veränderlichen freien thermischen Dehnungen benachbarter Lamellen können sich im Stahlbetonquerschnitt nicht ausbilden; es resultiert eine steile Eigenspannungsgradienten. Die Lamellen, mit der Neigung zu expandieren (Druckeigenspannungen), "hängen sich quasi in die benachbarten Lamellen zur wärmeren Seite hin ein" (Zugeigenspannungen).

Im Bild 6.9 ist der Einfluß des Bewehrungsgrades auf die freie Krümmung infolge einseitigen Kälteschocks dargestellt. Eine Vergrößerung des Bewehrungsgrades μ_2 erhöht die freie Krümmung. Die freie Mitten-dehnung wächst mit der Zunahme der Bewehrungsgrade μ_1 und μ_2 . Der Einfluß ist wie zu erwarten umso größer, je mehr sich das freie thermische Dehnverhalten des Betons von dem des Stahls unterscheidet.

Zur Klärung des Einflusses einer äußeren Vorspannung wird von den folgenden Voraussetzungen ausgegangen: Es werden Litzenspannglieder der Güte St 1570/1770 eingebaut (s. Projekt LNG-Behälter Wilhelmshaven). Die zulässige Spannstahlspannung beträgt nach DIN 4227 zul $\sigma_z = 0,75 \beta_s = 0,75 \cdot 1570 = 1178 \text{ N/mm}^2$ bzw. zul $\sigma_z = 0,55 \beta_z = 0,55 \cdot 1770 = 974 \text{ N/mm}^2$. Der Beton soll auf ca. - 6 N/mm^2 vorgespannt werden. Unter der Voraussetzung mittlerer Bewehrungsgrade (μ_1, μ_2) wird hierzu bei einem Betonquerschnitt von $b/d = 20/40 \text{ cm}$ nach dem Abklingen von Kriechen und Schwinden eine Vorspannkraft V von ca. 500 kN benötigt. Unter Berücksichtigung der zulässigen Spannstahlspannung ergibt sich ein Spannstahlbewehrungsgrad μ_z von ca. 0,5 %. Es wird eine zentrische Vorspannung gewählt, die in ihrer Wirkung der Ringvorspannung von LNG-Behälterwänden entspricht. Auch die vertikale Vorspannbewehrung wird in der Praxis nahezu in der Mitte der Behälterwand angeordnet.

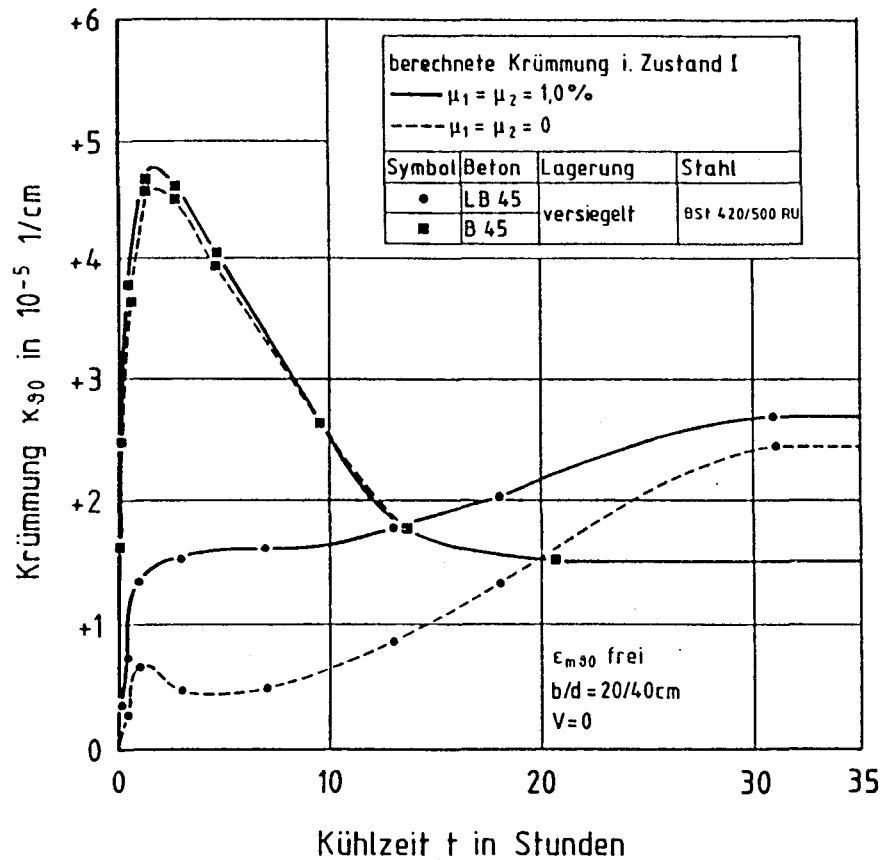


Bild 6.9: Berechnete freie Krümmung eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und vom Bewehrungsgrad im Zustand I (ϵ_{m30} frei)

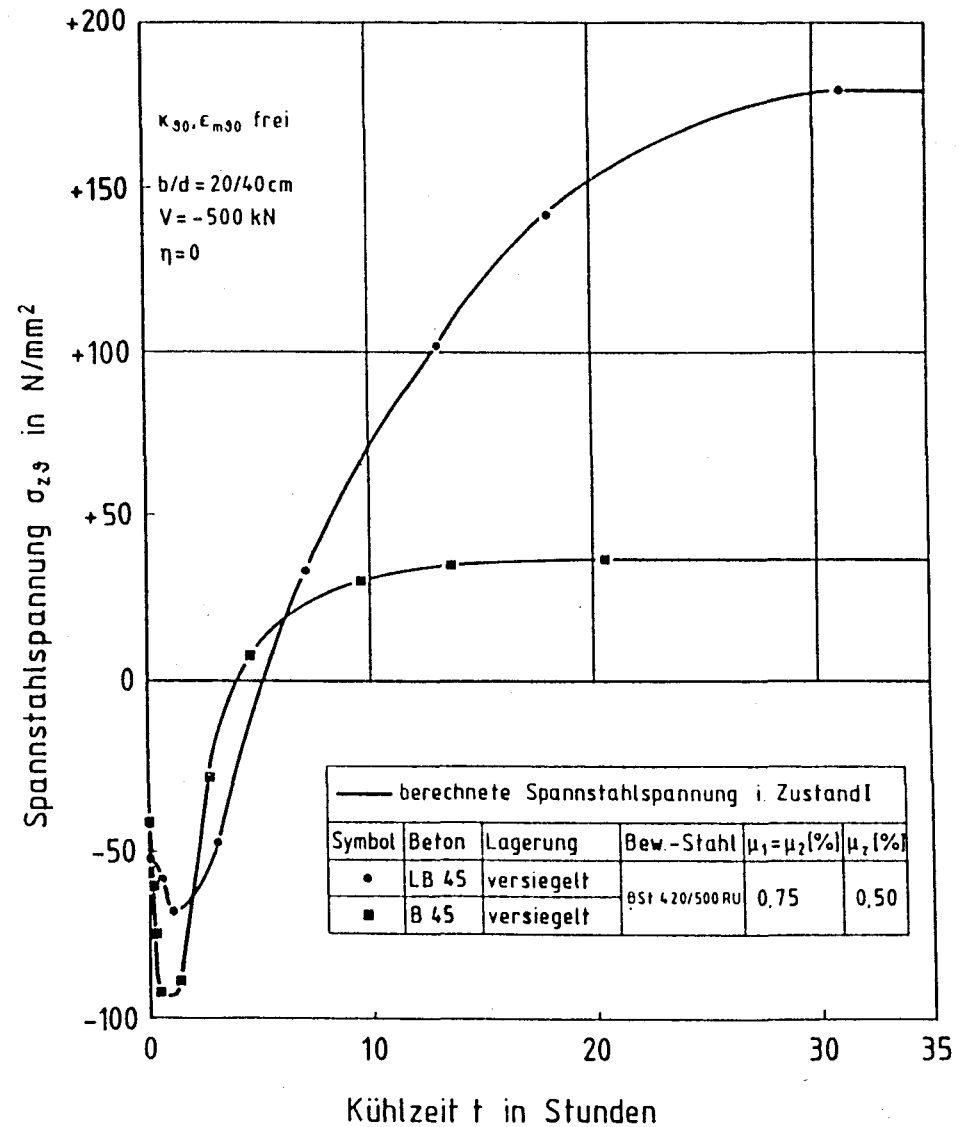


Bild 6.10: Berechnete Spannstahlspannung infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit und Betongüte im Zustand I ($\kappa_{30}, \epsilon_{m30}$ frei)

Im Bild 6.10 ist der Verlauf der Spannstahlspannung während der Abkühlung aufgetragen. Es ist zu beachten, daß der Spannungsanteil $\sigma_{zv}^{(0)}$ aus der Vordehnung $\varepsilon_{zv}^{(0)}$ in den Berechnungswerten nicht enthalten ist. Zur Berechnung der Gesamtspannstahlspannung ist $\sigma_{zv}^{(0)}$ noch zu $\sigma_{z\vartheta}$ zu addieren. Unmittelbar nach Kühlbeginn wird $\sigma_{z\vartheta}$ zunehmend negativ. Dies ist auf den Aufbau von Druckeigenspannungen im Querschnittsinnen zurückzuführen (Bild 6.8). Nach ca. 2 Stunden entwickelt sich $\sigma_{z\vartheta}$ in die positive Richtung; die Spannstahlbewehrung beteiligt sich am Aufbau der Selbstvorspannung infolge des inneren thermischen Zwangs, und zwar umso mehr, je höher die Expansionsneigung des Betons ist.

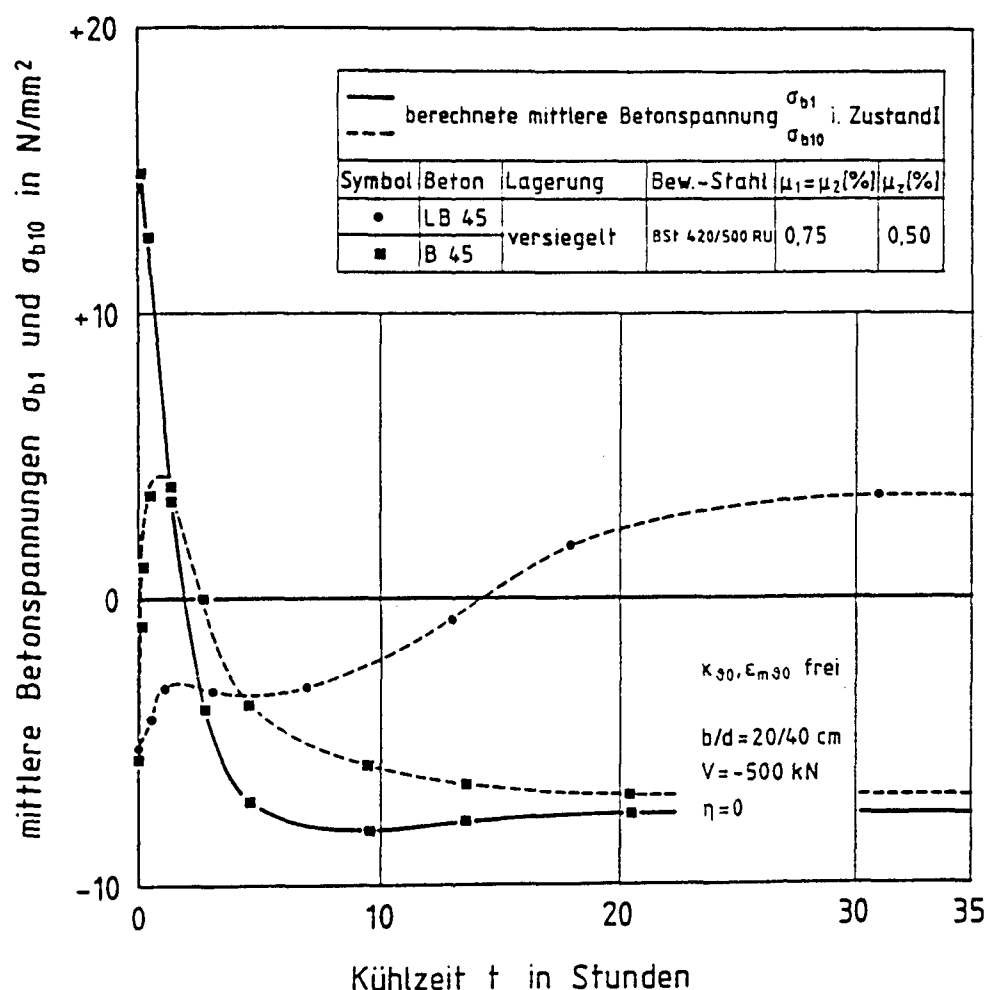


Bild 6.11: Berechnete mittlere Betonspannungen σ_{b1} , σ_{b10} eines Spannbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit und Betongüte im Zustand I ($\kappa_{30}, \varepsilon_{m30}$ frei)

Das Bild 6.11 verdeutlicht, daß eine Vorspannung die unmittelbar nach dem Kühlbeginn an der Kühlseite entstehenden Eigenspannungsrisse nicht verhindern kann. Die Eigenspannungsrisse an der warmen Seite treten verzögert auf und haben geringe Einrißtiefen.

6.2.3.3 Reine Biegezwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks

Unter der reinen Biegezwangbeanspruchung ist die Beanspruchung zu verstehen, bei der die Krümmung behindert ist und die Mittendehnung sich frei entfalten kann. Die äußere Schnittgröße N ist in den Ableitungen gemäß der Anlage A4 entsprechend zu Null zu setzen. Den folgenden Berechnungsergebnissen liegt der Sonderfall der vollständig behinderten Krümmung zu Grunde, so daß κ bei Stahlbetonstäben gleich Null und bei Spannbetonstäben $\bar{\kappa}_V(RT)$ nach Gl. (6.26) ist. Mit den Berechnungen für Zustand I und II wird ein oberer und unterer Grenzwert für die Biegezwangbeanspruchung angegeben. Der entwerfende Ingenieur kann hieraus einen brauchbaren Schätzwert des Biegezwangmoments infolge einseitigen Kälteschocks für Vorberechnungen von LNG-Behältern ableiten.

Das Biegezwangmoment von Stahlbetonstäben im Zustand I infolge einseitigen Kälteschocks verläuft affin zur freien Krümmung (Bilder 6.4, 6.12). Nach ca. 3 Stunden Kühlzeit erreicht das Biegezwangmoment eines Stahlbetonstabes aus B 45 ein ausgeprägtes Maximum. Bei weiterer Abkühlung bis zum stationären Temperaturzustand fällt M_{ZW} auf ca. 40 % des Maximums ab. Das Biegezwangmoment von LB 45 nimmt im stationären Temperaturzustand seinen Maximalwert an. Dieser beträgt ca. 40 % des Maximums von B 45. Der unterschiedliche Verlauf von M_{ZW} basiert auf dem unterschiedlichen thermischen Dehnverhalten und den unterschiedlichen E-Moduli (Tab. 2.1) von B 45 und LB 45. Im Zustand II fällt M_{ZW} bei Verwendung von B 45 auf ca. 30 % von M_{ZW} im Zustand I zurück; bei der Verwendung von LB 45 beträgt die Abminderung ca. 50 bis 60 % (Bild 6.12). Die Ursache hierfür liegt in der größeren Selbstvorspannung von Stahlleichtbetonstäben gegenüber der von Normalbetonstäben. Hierauf wird später noch eingegangen.

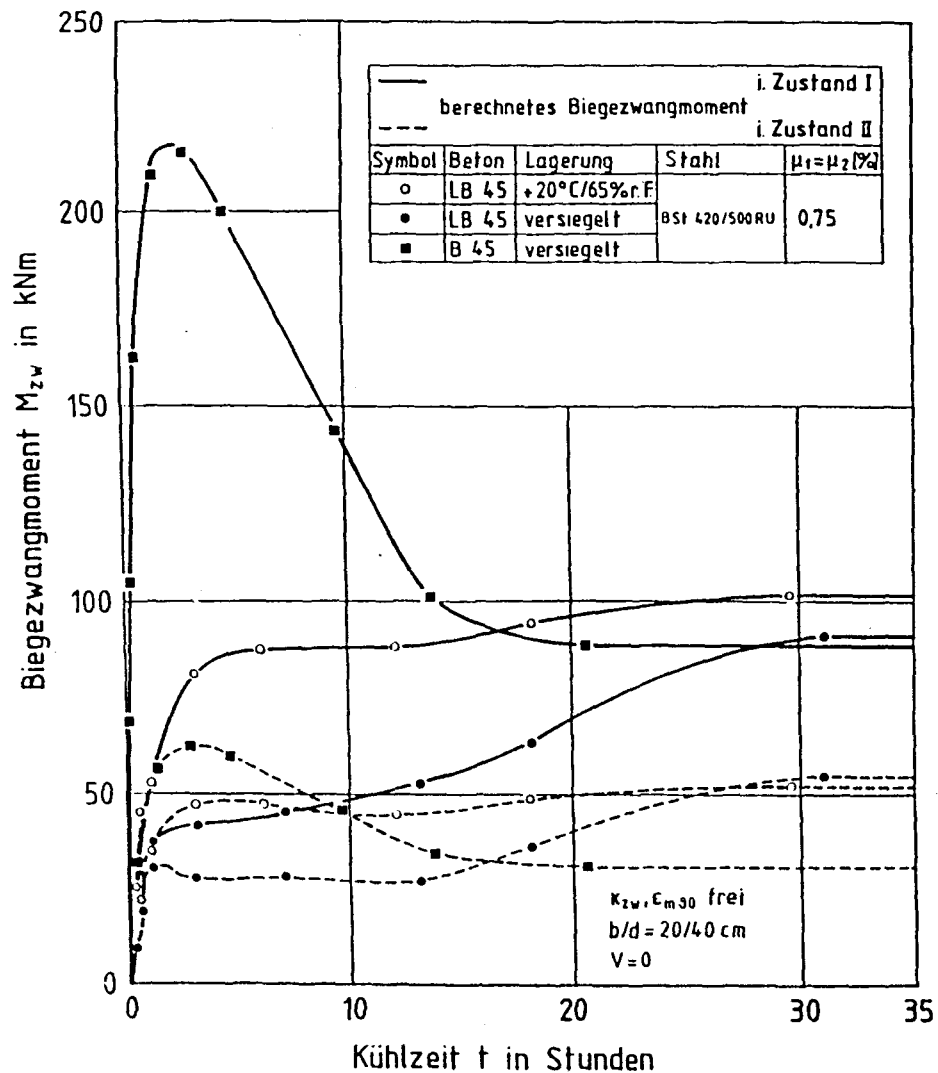


Bild 6.12: Berechnetes Biegezwangmoment eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0$, ϵ_{m30} frei)

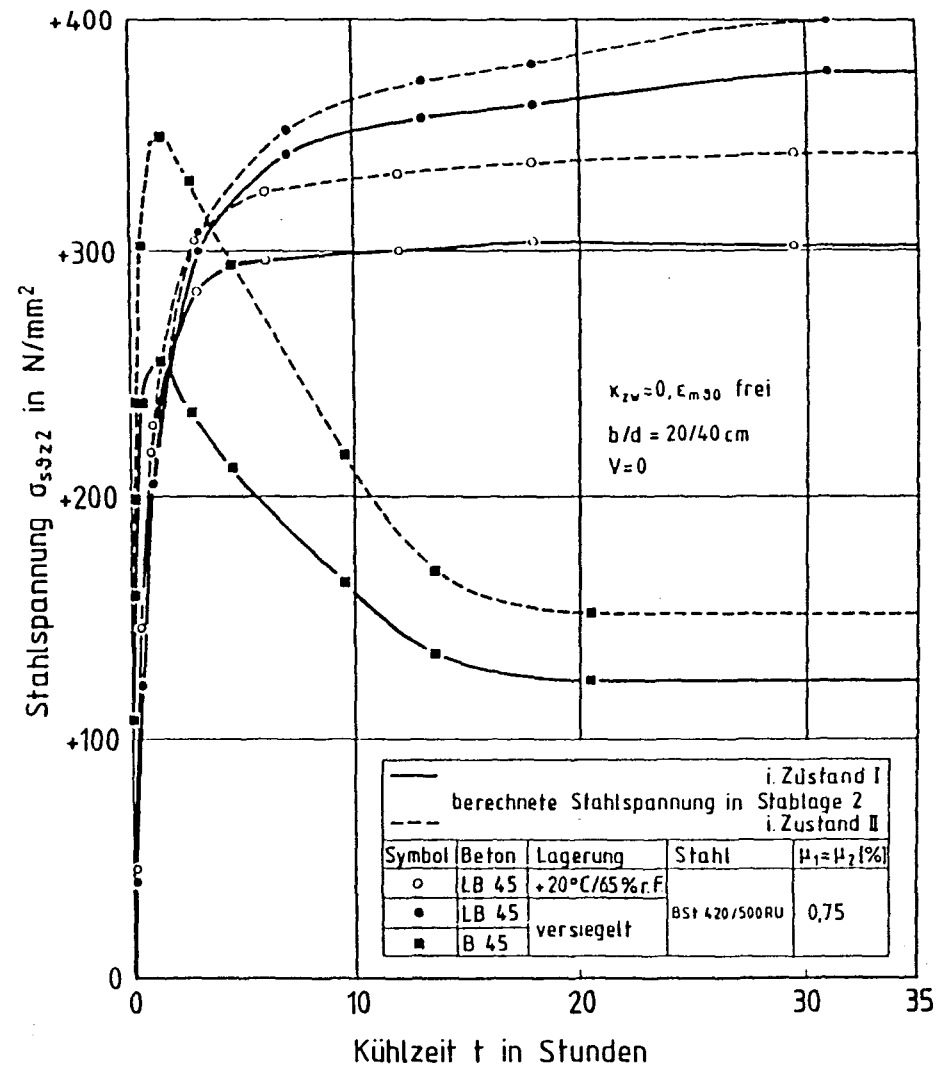


Bild 6.13: Berechnete Stahlspannung in Stablage 2 eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0$, ϵ_{m30} frei)

Die Stahlspannung in der Bewehrungsstahlage 2 im RiB entscheidet wesentlich die im Bauteil zu erwartende Zwangrißbreite. Im Bild 6.13 ist der Stahlspannungsverlauf während der Abkühlung für Stahl- und Stahlleichtbetonstäbe im Zustand I und II dargestellt. Obwohl die Biegezwangbeanspruchung im Zustand II deutlich geringer ist als im Zustand I, überwiegen die Stahlspannungen im Zustand II. Bei Verwendung von B 45 fällt die Stahlspannung nach dem Erreichen ihres Maximums nach ca. 3 Stunden Kühlzeit wieder ab. In Stahlleichtbetonstäben wird

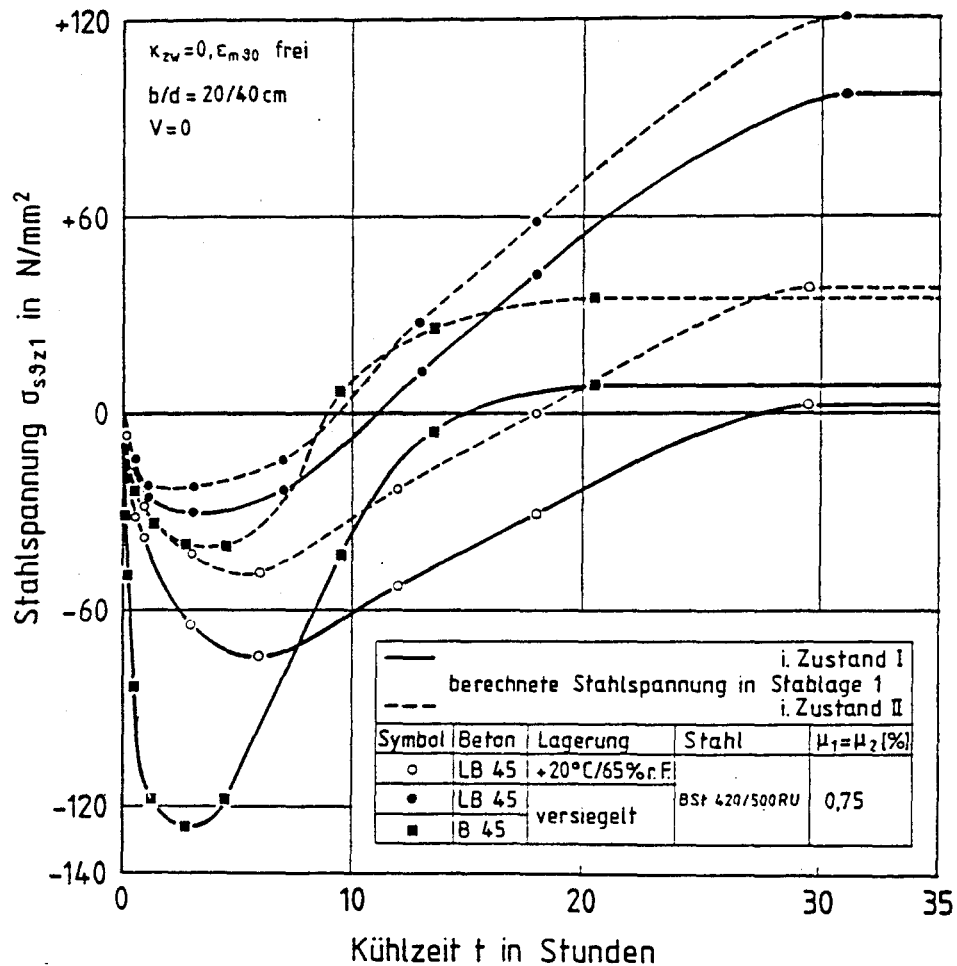


Bild 6.14: Berechnete Stahlspannung in Stahlbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw}=0$, ϵ_{m0} frei)

mit zunehmender Durchkühlung des Querschnitts der innere thermische Zwang mit hohen Stahlzugspannungen aufgebaut. Die Stahlspannung in

Stablage 2 wächst je nach der mittleren LB-Feuchte auf Werte von ca. + 300 bis + 400 N/mm².

Infolge des nach dem Kühlbeginn progressiv anwachsenden Biegezwangmoments werden in der Bewehrungsstablage 1 (Druckzone) zunächst Druckspannungen hervorgerufen (Bild 6.14). Nach ca. vierstündiger Kühlung werden die Stahlruckspannungen durch den wachsenden inneren thermischen Zwang zunehmend abgebaut. In der "Druckbewehrung" von feuchten Stahlleichtbetonstäben entwickeln sich infolge einseitigen Kälteschocks Zugspannungen von ca. + 90 bis + 120 N/mm². Im Zustand II sind die Stahlzugspannungen infolge geringerer Biegezwangbeanspruchung erwartungsgemäß größer.

In den Bildern 6.15 und 6.16 ist die Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus B 45 und LB 45 aufgetragen. Zusätzlich sind die zu den betrachteten Kühlzeitpunkten gehörenden Biegezwangmomente mit aufgenommen. Die Darstellungen im Zustand I verdeutlichen den raschen Abbau der steilen Eigenspannungsgradierte zum Kühlbeginn an der Kühlseite. Bei Verwendung von B 45 stellt sich nach ca. 10 Stunden die nahezu lineare Spannungsverteilung unter vorwiegender Biegezwangbeanspruchung ein (Bild 6.15). Beim LB 45 wird die nahezu lineare Spannungsverteilung in dem Querschnittsbereich unterbrochen (Bild 6.16), in dem benachbarte Betonlamellen infolge sehr unterschiedlicher behinderter freier Dehnungen im Expansionsbereich hohen Eigenspannungen unterworfen werden (s. Abschn. 6.2.3.2). Die Auswertung für den Zustand II ergibt, daß die Entwicklung der Einrißtiefe infolge reiner Biegezwangbeanspruchung bei Stahlbetonstäben aus LB 45 und B 45 unterschiedlich ist. Die maximale Einrißtiefe $\max r = 0,5 d$ von Stahlbetonstäben aus B 45 wird schon nach ca. 2,5-stündiger Abkühlung erreicht; die Einrißtiefe von Stahlleichtbetonstäben entwickelt sich dagegen kontinuierlich auf ein Maximum von $\max r = 0,3 d$ bei Erreichen des stationären Temperaturzustandes (Bild 6.17). Die unterschiedliche Rißentwicklung hat zwei Gründe: Zum einen wächst das Biegezwangmoment von Stahlbetonstäben im Vergleich zu den Stahlleichtbetonstäben sehr schnell auf sein Maximum (Bild 6.12), zum anderen mindert die höhere Selbstvorspannung von Stahlleichtbetonstäben die

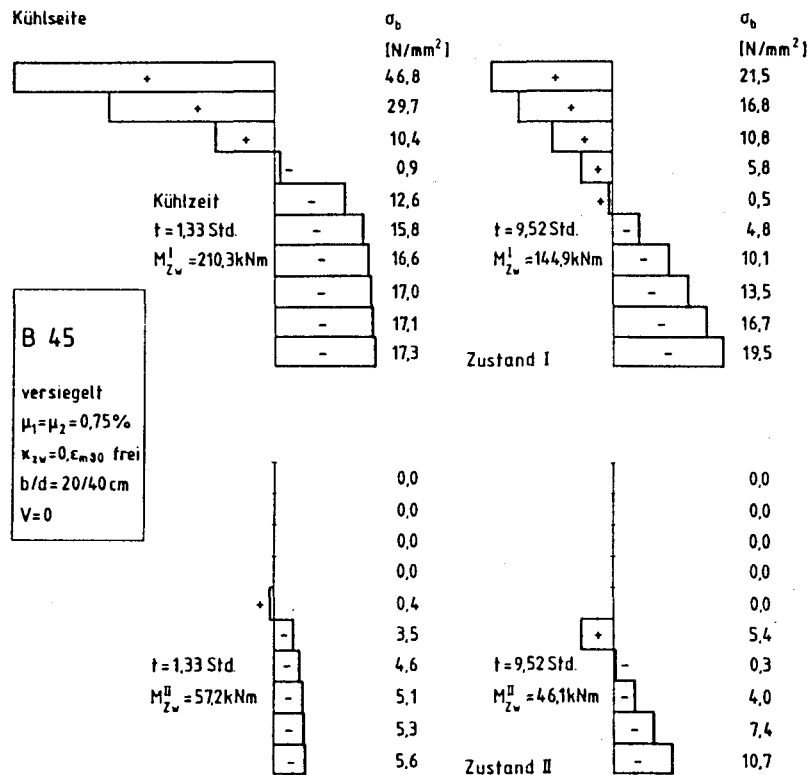


Bild 6.15: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus B 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m90}$ frei)

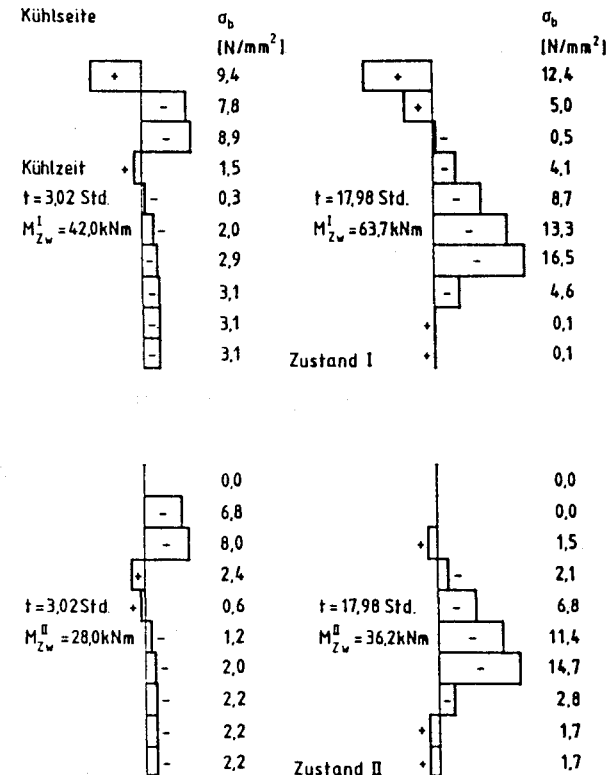


Bild 6.16: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus LB 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m90}$ frei)

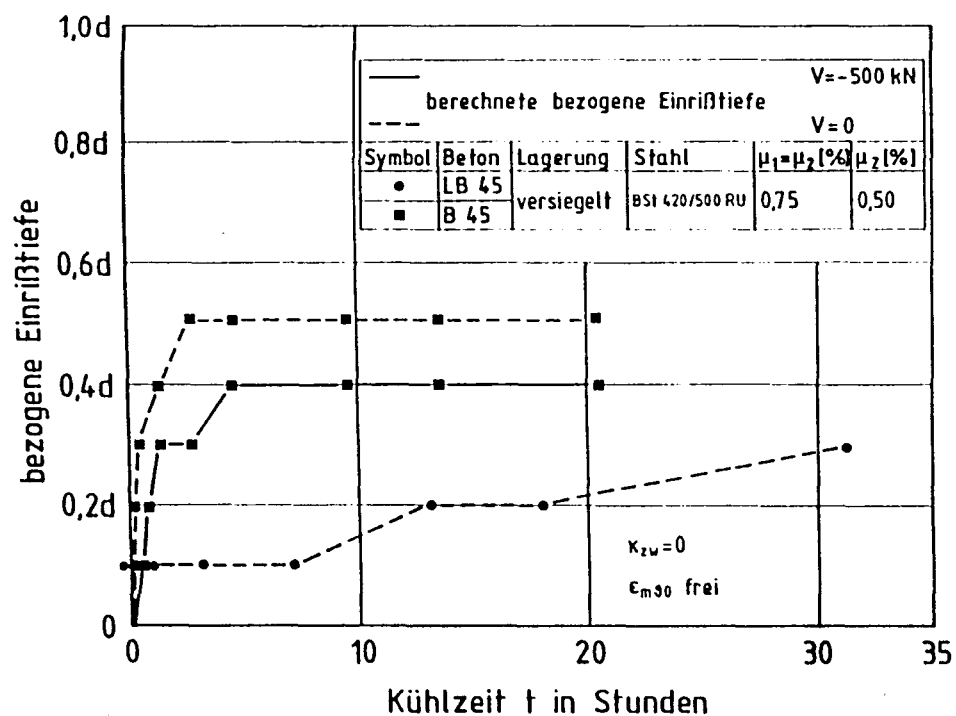


Bild 6.17: Entwicklung der Einrißtiefe von Stahl- und Spannbetonstäben infolge reinen Biegezugbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock

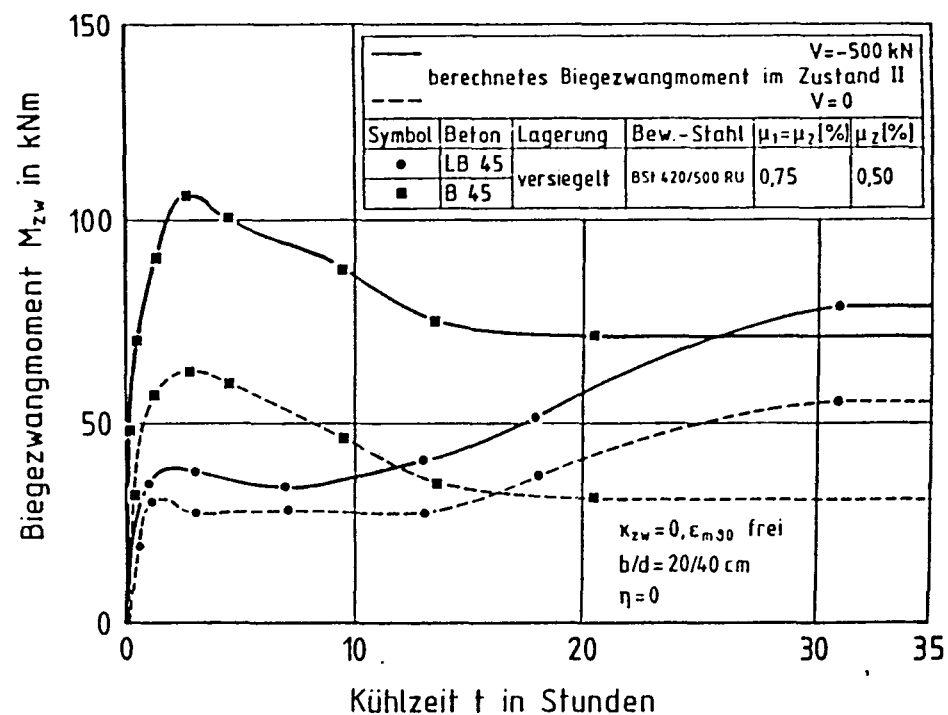


Bild 6.18: Berechnetes Biegezugmoment eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Vorspannung im Zustand II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m30}$ frei)

Einrißtiefe. Die unterschiedliche Einrißtiefenentwicklung erklärt auch die zuvor beschriebenen unterschiedlichen Abminderungsfaktoren der Biegezugmomente beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II.

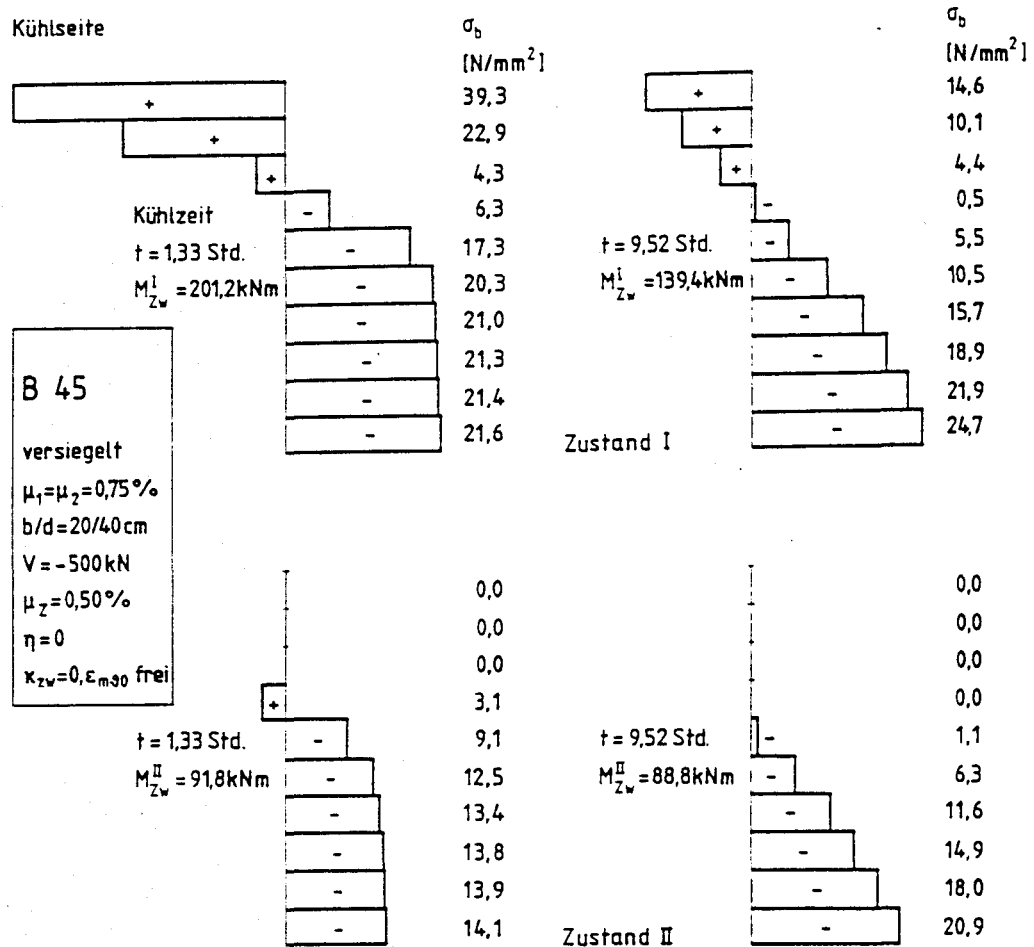


Bild 6.19: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Spannbetonstabes aus B 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m90} \text{ frei}$)

Das Bild 6.18 zeigt den Einfluß einer planmäßigen Vorspannung auf das Biegezugmoment im Zustand II. Die Vorspannung verringert die Einrißtiefe (vgl. Bilder 6.19, 6.15) und bewirkt damit über eine größere Biegesteifigkeit größere Biegezugmomente. Der Einfluß der Vorspannung auf M_{zw} im Zustand II ist bei Stahlbetonstäben größer als bei Stahlleichtbetonstäben.

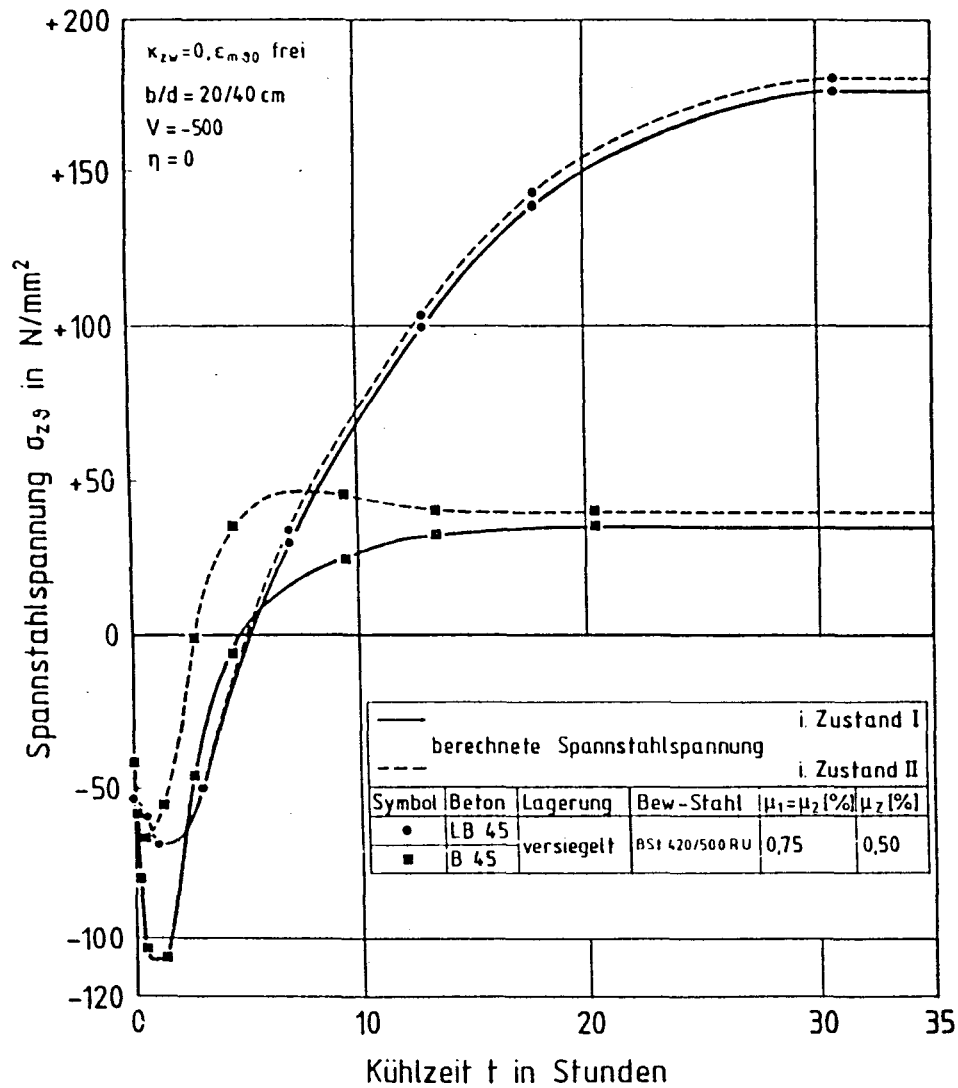


Bild 6.20: Berechnete Spannstahlspannung infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit und Betongüte im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m30}$ frei)

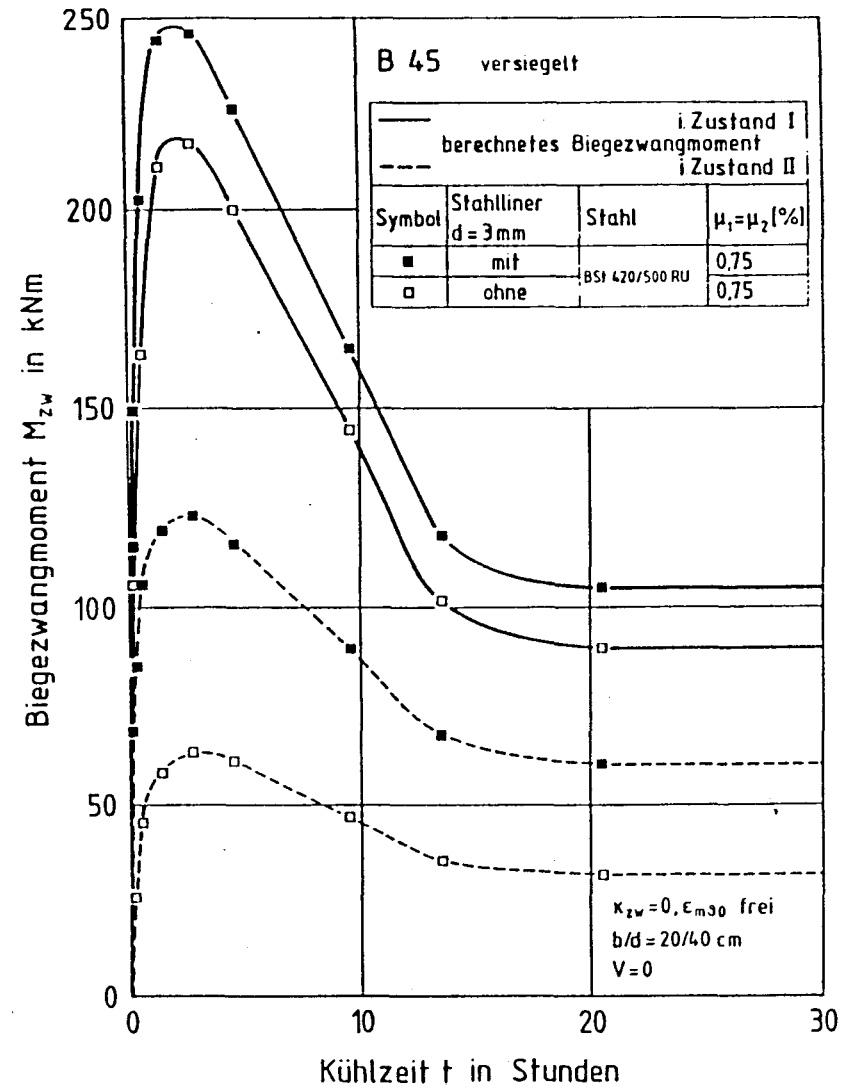


Bild 6.21: Berechnetes Biegezugmoment eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = 0, \epsilon_{m30}$ frei); Einfluß eines Stahlliners

Im Bild 6.20 ist der Spannstahlspannungsverlauf bei zentrischer Vorspannung - ohne Spannungsanteil aus der Vordehnung - während der Abkühlung aufgetragen. Die hohen Temperatureigenspannungen unmittelbar nach dem Kühlbeginn bewirken zunächst zusätzliche Druckspannungen im Spannstahl. Bei weiterer Durchkühlung werden zunehmend Zugspannungen aus der Biegezwangbeanspruchung, vorwiegend aber aus dem inneren thermischen Zwang, aufgebaut. Die Spannstahlspannungen sind bei der Verwendung von LB 45 mit ca. $+ 175 \text{ N/mm}^2$ beträchtlich größer als bei der Verwendung von B 45 mit ca. $+ 30 \text{ N/mm}^2$.

Das Bild 6.21 verdeutlicht den Einfluß eines 3 mm dicken Stahlliners auf das Biegezwangmoment im Zustand I und II unter der Annahme unver-schieblichen Verbundes. Der Stahlliner trägt zur Erhöhung der Biegezwangmomente bei. In ungelinerten Stahlbetonstäben aus B 45 beträgt M_{zw} im Zustand I ca. 80 bis 90 % von M_{zw} der Stahlbetonstäbe mit Liner; im Zustand II ergeben sich ca. 50 %. Unmittelbar nach dem Kühlbeginn werden im Stahlliner Temperatureigenspannungen von mehr als $+ 400 \text{ N/mm}^2$ aufgebaut (Bild 6.22). Im Zuge der Abkühlung nehmen die Temperatureigenspannungen ab und die Zugspannungen aus dem inneren thermischen Zwang zu. Es verbleiben im stationären Temperaturzustand im Liner Zugspannungen von ca. $+ 150 \text{ N/mm}^2$. Es sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß sich der Liner an den gekrümmten LNG-Behälterwänden durch den Polygonalisierungseffekt diesen hohen Beanspruchungen entziehen wird (s. Abschn. 6.2.1). Insbesondere sind zur Linerproblematik noch die Verformungen bzw. das Abheben des Liners von der Behälterwand bei einseitigem Kälteschock zu klären.

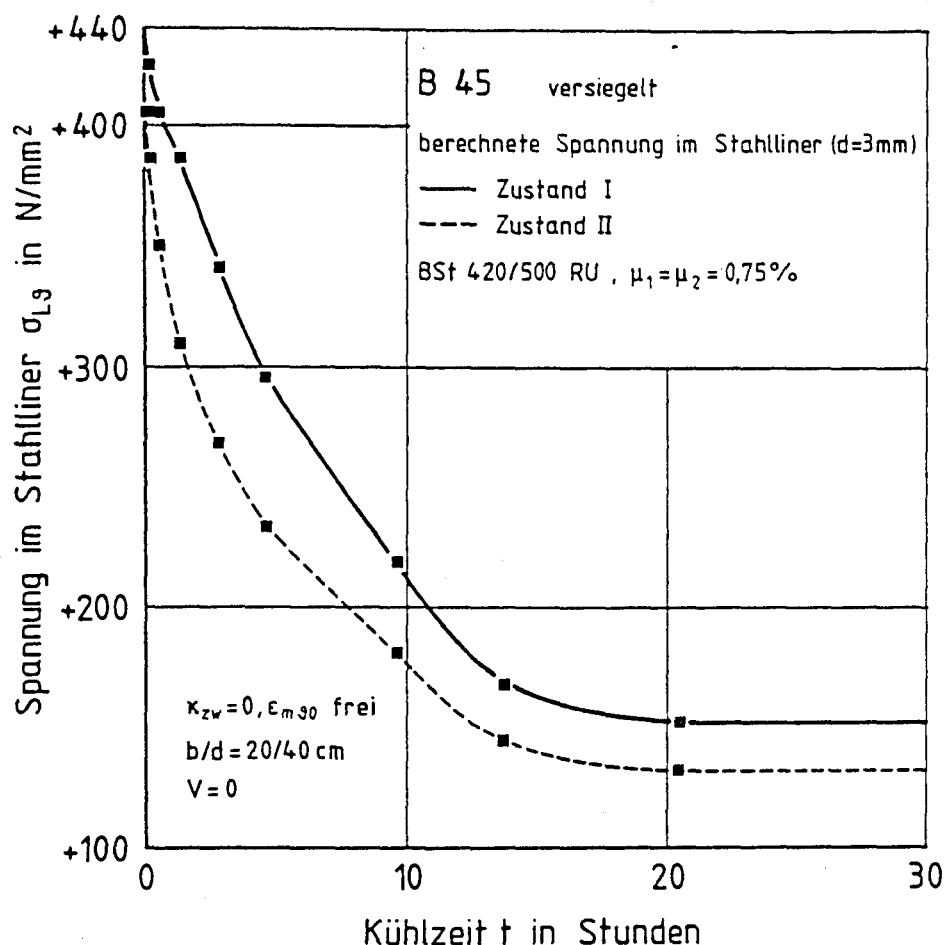


Bild 6.22: Berechnete Spannung im Stahl liner eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit im Zustand I und II ($\kappa_{zw}=0, \epsilon_{m30}$ frei)

6.2.3.4 Biegezwangbeanspruchung und zentrische Zwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks

Beispielhaft werden im vorliegenden Abschnitt vollständig gezwängte Stahl- und Spannbetonstäbe bei einseitigem Kälteschock behandelt; d.h. zusätzlich zur Krümmung nach Abschn. 6.2.3.3 wird nun die Änderung der Mittendehnung infolge einseitigen Kälteschocks vollständig behindert. Die Berechnung für Zustand I und II wird nach Abschn. 6.2.1.1

durchgeführt. In den Ableitungen ist bei Stahlbetonstäben $\kappa = \varepsilon_m = 0$ zu setzen, bei Spannbetonstäben $\kappa = \bar{\kappa}_V(RT)$, $\varepsilon_m = \bar{\varepsilon}_V(RT)$ (s. Gl.n. 6.26, 6.27).

Das Biegezwangmoment infolge einseitigen Kälteschocks ist im Zustand I bei vollständigem Zwang ($\kappa = \varepsilon_m = 0$) um ca. 20 bis 40 % größer als bei reinem Biegezwang ($\kappa = 0$), obwohl in dem vorliegenden Beispiel der Querschnitt symmetrisch bewehrt ist (vgl. Bilder 6.12, 6.23). Diese Beobachtung ist wie folgt zu erklären: Infolge der einseitigen Abkühlung ist der Stahlbetonstab auf Grund der Baustoffverfestigung unterhalb der Kühlseite erheblich steifer als in dem der Kühlseite gegenüberliegenden wärmeren Bereich. Die zentrisch angreifende Zwangnormalkraft bewirkt unter der Annahme der unbehinderten Krümmung einen zum Temperaturanteil zusätzlichen Krümmungsanteil. Dieser zusätzliche Krümmungsanteil muß bei Krümmungsbehinderung von einem erhöhten Biegezwangmoment rückgängig gemacht werden.

Im Zustand II ist das Biegezwangmoment bei vollständigem Zwang kleiner als bei reiner Biegezwangbeanspruchung. Die Auswertung für Zustand II bei vollständigem Zwang ergibt eine rasche Entwicklung der Einrißtiefe, bis schließlich der Betonquerschnitt voll durchreißt. Der Durchriß von Stahlbetonstäben aus B 45 und LB 45 ist gleichermaßen nach ca. einstündiger Kühlzeit zu erwarten. Nach dem Durchriß werden die Zwangsschnittgrößen M_{ZW} und N_{ZW} allein von der Bewehrung aufgenommen. Das Biegezwangmoment des Stahlbetonstabes ist im Zustand II im stationären Temperaturzustand auf Grund der kleineren Temperaturdifferenz kleiner als das M_{ZW} des Stahlleichtbetonstabes (Bild 6.23). Die Zwangnormalkraft (Bild 6.24) entwickelt sich im Zustand I mit fortschreitender Abkühlung affin zur Mittendehnung der Stahlbetonstäbe (Bild 6.5). Im Zustand II (Durchriß) ist die Zwangnormalkraft unabhängig vom Beton.

Im Unterschied zur Stahlspannung in der Bewehrungsstablage 2 bei reinem Biegezwang ist die Stahlspannung bei vollständigem Zwang in Stahlbetonstäben größer als in Stahlleichtbetonstäben (vgl. Bilder 6.13 und 6.25). Bei vollständig gezwängten Stahlbetonstäben aus B 45 existiert nicht mehr das ausgeprägte Spannungsmaximum mit dem anschließenden

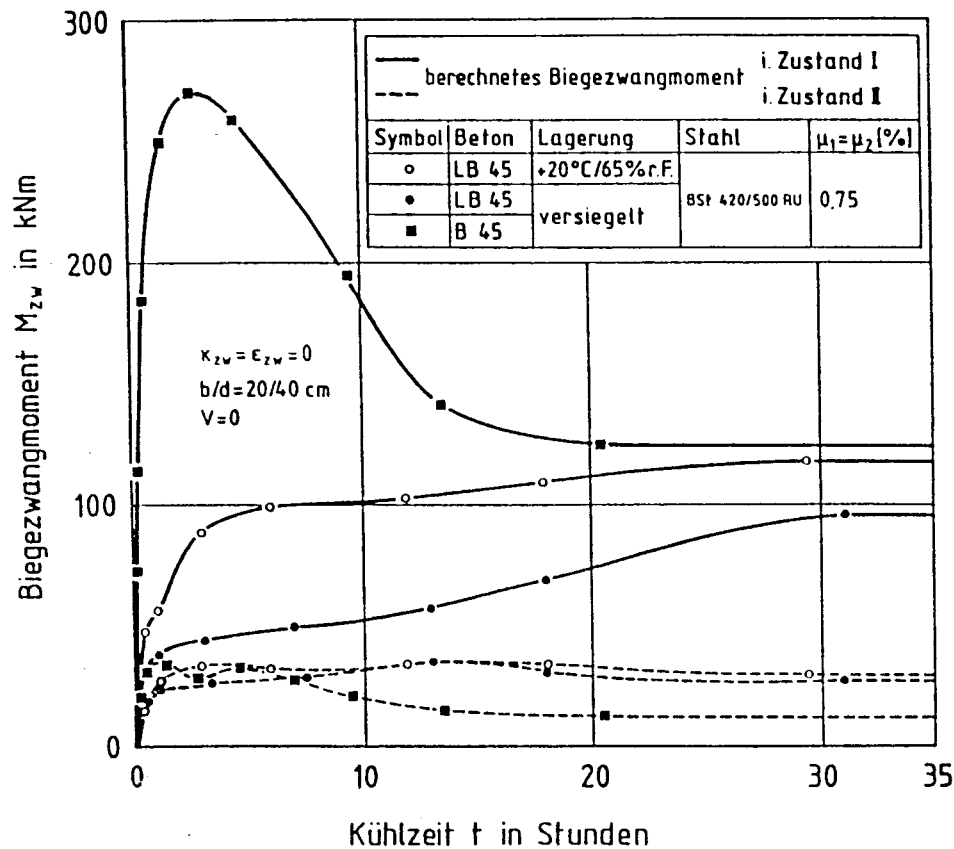


Bild 6.23: Berechnetes Biegezwangmoment eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

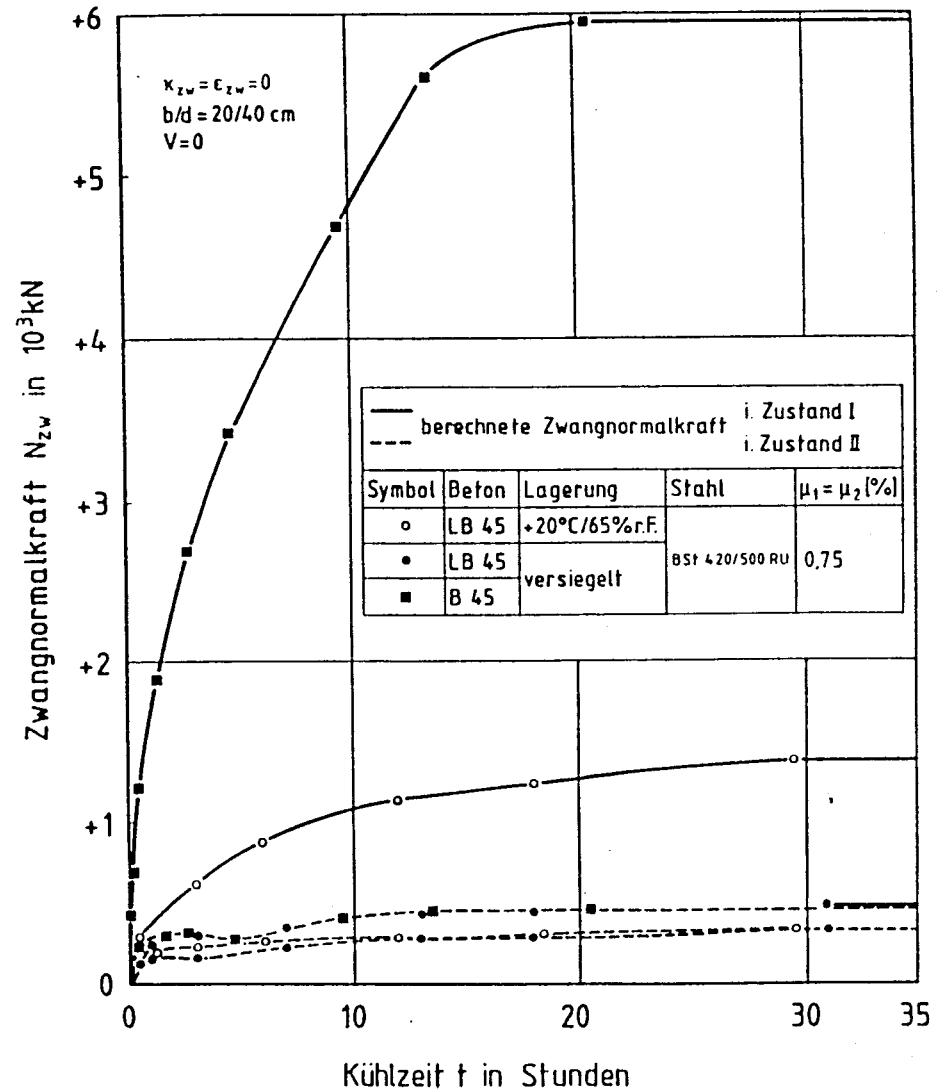


Bild 6.24: Berechnete Zwangnormalkraft eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

Spannungsabfall. Die Ursache hierfür liegt im Einfluß der hohen Zwangsnormalkraft bei der Verwendung von B 45 (Bild 6.24).

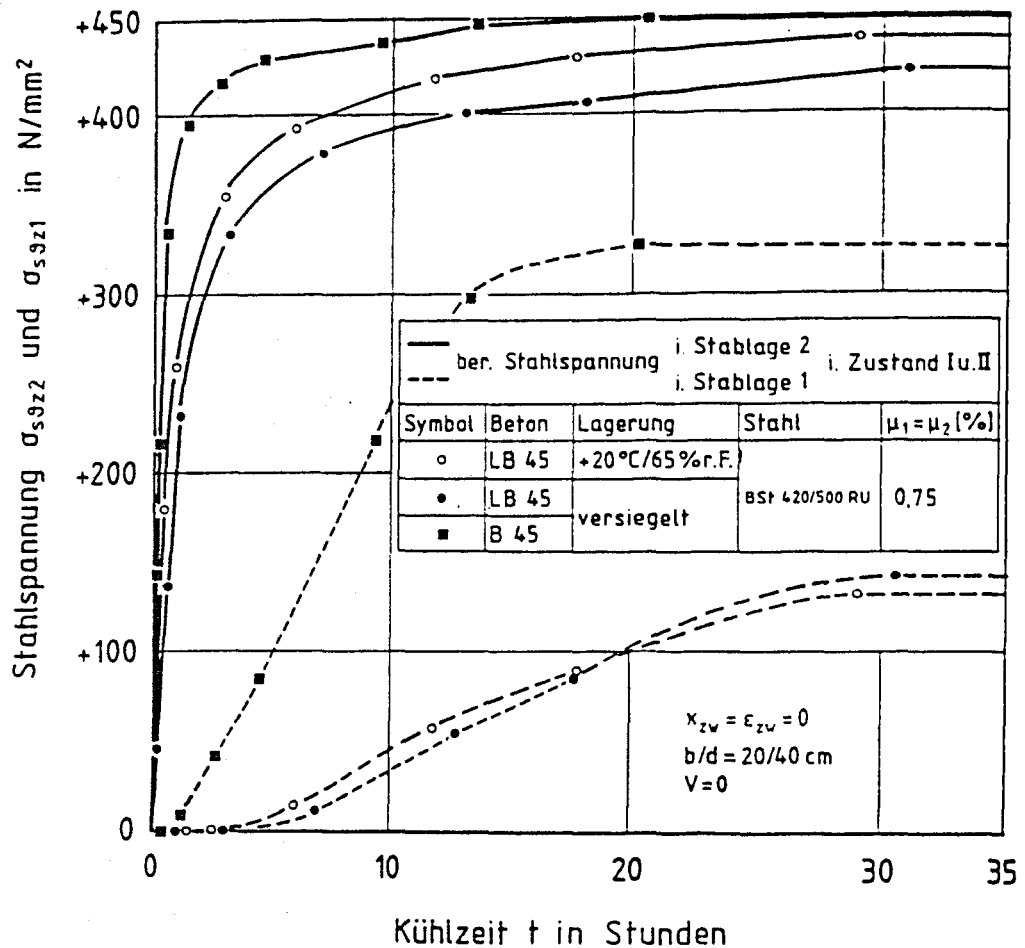


Bild 6.25: Berechnete Stahlspannung in Stablage 1 und 2 eines Stahlbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit, Betongüte und Lagerungsart im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

Aus dem gleichen Grunde liegt auch die Stahlspannung in der Bewehrungsstablage 1 von Stahlbetonstäben deutlich über der Stahlspannung von Stahleibbetonstäben (Bild 6.25). Es entstehen im Gegensatz zum reinen Biegezwang während der Abkühlung ausschließlich Stahlzugspannungen.

Eine Besonderheit besteht bei vollständig gezwängten Stahlbetonstäben darin, daß sämtliche Stahlspannungen im Zustand I und II gleich groß sind. Dies gilt auch für die Betonspannungsverteilung unterhalb der Einrißspitze vor und nach dem Einreißen des Betons. Mit dem Ausfall der Betonlamellen durch das Reißen ändern sich nur die äußeren Zwangsschnittgrößen M_{zw} und N_{zw} . Bei vollständigem Zwang ($\kappa = \epsilon_m = 0$) entstehen Stahl- und Betonspannungen erst dann, wenn sich nach dem Kühlbeginn an der betreffenden Stelle die Temperatur ändert. Der Verlauf der Stahlspannung in der Stablage 1 macht dies sehr deutlich (Bild 6.25). Während die Stahlspannung des Stahlbetonstabes schon nach ca. 0,5 Stunden Kühlzeit "anspringt", reagiert die Stahlspannung der Stahlleichtbetonstäbe auf Grund der geringeren Wärmeleitfähigkeit erst nach ca. 3 Stunden (vgl. Bilder 5.3 und 5.4).

Das Bild 6.26 zeigt die Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines Stahlbetonstabes aus B 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II. Die Darstellung im Zustand I macht wiederum den großen Einfluß der Temperatureigenspannungen unmittelbar nach dem Kühlbeginn deutlich. Die Darstellung im Zustand II für $t = 1,33$ Stunden Kühlzeit gibt die Betonspannungsverteilung unmittelbar vor dem Durchriß an.

Eine Vorspannung verzögert das Einreißen des Betonquerschnitts (vgl. Bilder 6.27, 6.26). Das Durchreißen des Betonquerschnitts aus LB 45 läßt sich durch eine Vorspannung verhindern. Es ist eine maximale Einrißtiefe von ca. 0,3 d zu erwarten. Dagegen kann das Durchreißen von Betonquerschnitten aus B 45 auf Grund größerer Zwangsschnittgrößen und kleinerer Selbstvorspannung bei vollständigem Zwang mit einer wirtschaftlichen Vorspannung nichtverhindert werden.

Im Bild 6.28 ist der Verlauf der Spannstahlspannungen bei zentrischer Vorspannung ohne Vordehnungsanteil aufgetragen. Die hohe Zwangsnormalkraft von Stahlbetonstäben aus B 45 wirkt sich deutlich auf die Spannstahlspannungen aus.

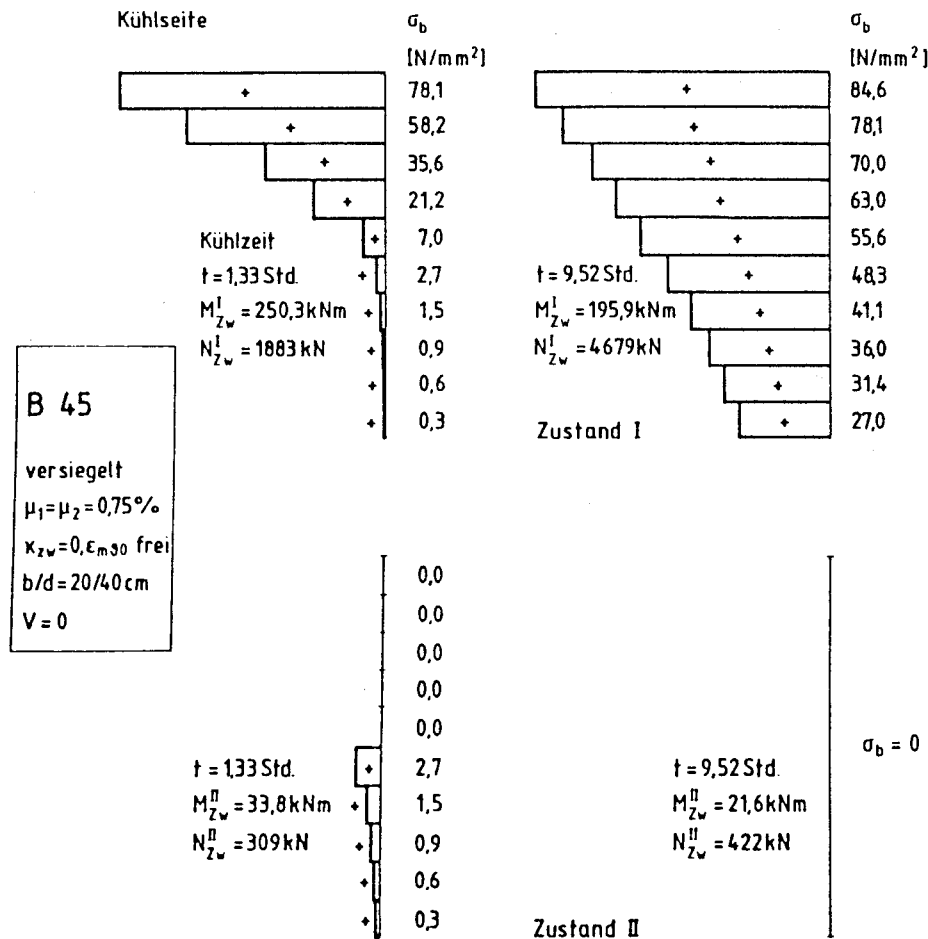


Bild 6.26: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlbetonstabes aus B 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

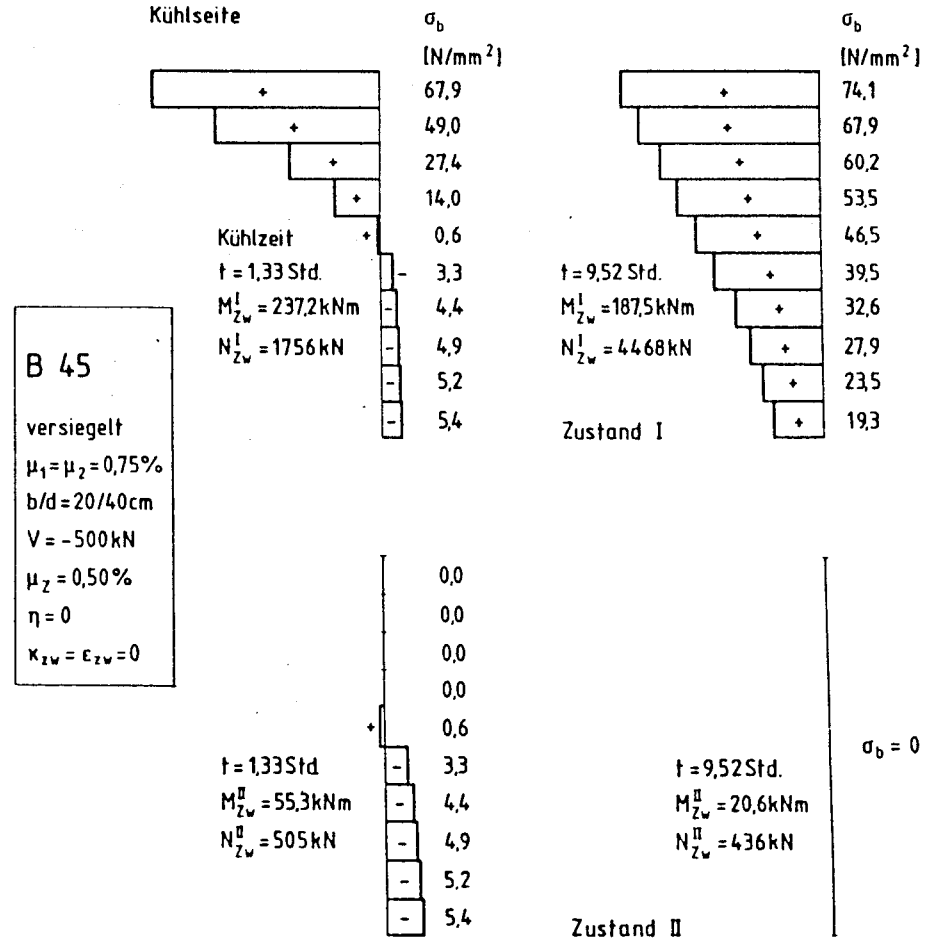


Bild 6.27: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Spannbetonstabes aus B 45 für ausgewählte Kühlzeiten im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

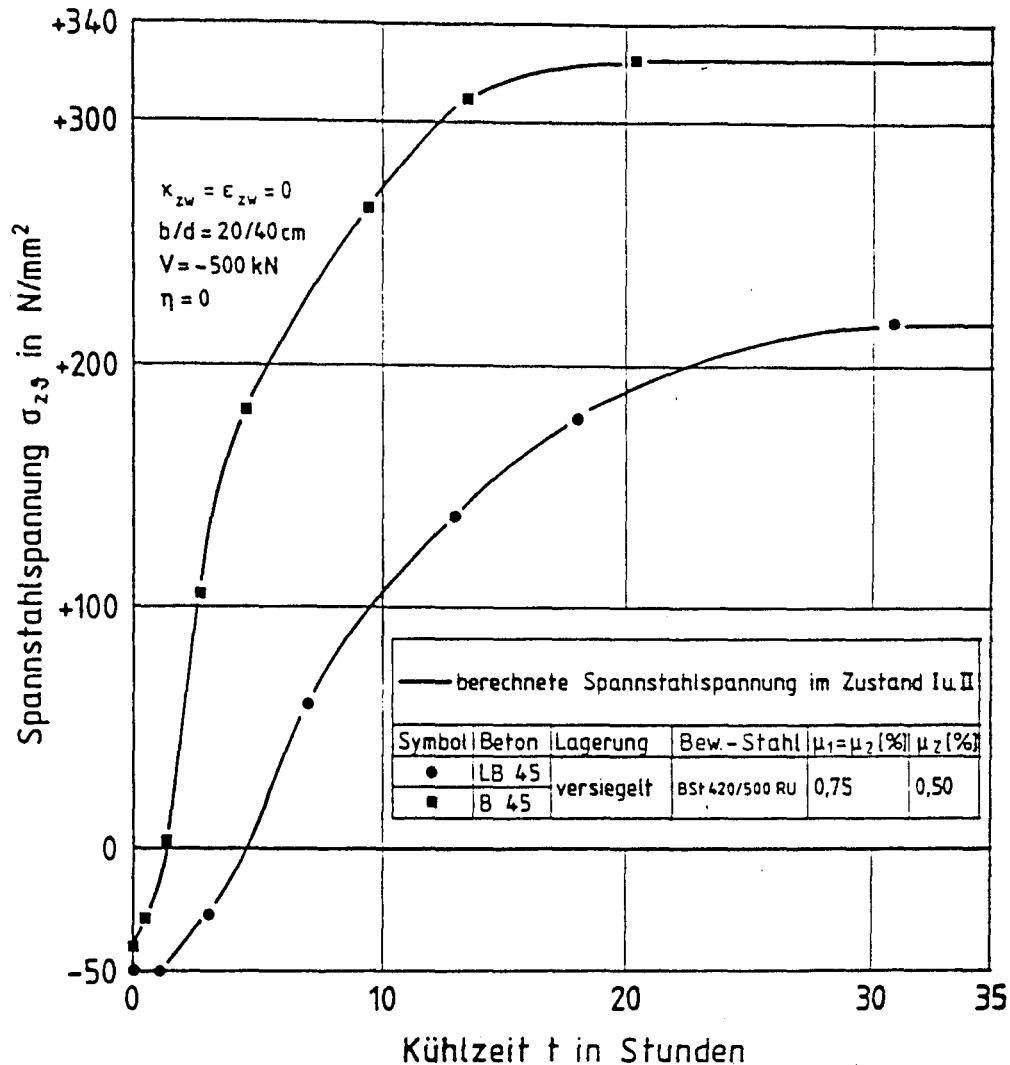


Bild 6.28: Berechnete Spannstahlspannung infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit und Betongüte im Zustand I und II ($\kappa_{zw} = \epsilon_{zw} = 0$)

6.2.3.5 Lastbeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile bei stationären Temperaturen

Die Berechnung lastbeanspruchter Stahl- und Spannbetonstäbe bei stationären Temperaturen im Zustand I und II erfolgt nach Abschnitt 6.2.1.3. Die E-Moduli und freien thermischen Dehnungen der Betonlamellen sind über den Querschnitt konstant. Im Sonderfall "Bean-

spruchung bei RT" sind die freien thermischen Dehnungen von Beton, Bewehrungs- und Spannstahl sowie des Liners zu Null zu setzen.

Im Abschnitt 8.3.1.1 wird das Berechnungsergebnis der Stahldehnung und Krümmung bei Lastbeanspruchung mit dem Versuchsergebnis verglichen. Aus diesem Grunde wird im vorliegenden Abschnitt auf das Berechnungsergebnis für Zustand I und II nur in knapper Form eingegangen. Auszugsweise wird auf die folgenden Punkte eingegangen:

- Betonspannungsverteilung über den Querschnitt von Stahl- und Spannbetonstäben aus versiegeltem LB 45 bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ im Zustand I und II bei reiner Biegebeanspruchung
- Spannstahlspannungsverlauf von Spannbetonstäben aus versiegeltem LB 45 bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ im Zustand I und II bei reiner Biegebeanspruchung
- Stahlspannungssprung in der Bewehrungsstablage 2 während der Rißbildung in Abhängigkeit von der Beanspruchung, vom Beton, von der Vorspannung bei RT und $\vartheta = -170\text{ °C}$

Das Bild 6.29 beschreibt die Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines Stahlleicht- und Spannleichtbetons aus LB 45 im Zustand I und II bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ und reiner Biegebeanspruchung. Mit dem einheitlich gewählten Biegemoment von $M = 90\text{ kNm}$ wird die Beanspruchung unmittelbar vor Fließbeginn der Biegezugbewehrung des nicht vorgespannten Verbundquerschnitts zugrundegelegt. Dem Betonspannungsverlauf im Zustand II kann demnach die zu erwartende maximale Einrißtiefe bei Biegung entnommen werden. Bei äußerlich nicht vorgespannten Stäben beträgt die maximale Rißtiefe bei RT und entsprechend kleinerem Biegemoment ca. $r = 0,7\text{ d}$ (nicht dargestellt), bei $\vartheta = -170\text{ °C}$ ca. $r = 0,6\text{ d}$. Die Ursache hierfür liegt in der Selbstvorspannung von Stahlleichtbetonstäben infolge inneren thermischen Zwangs bei TT. Der Selbstvorspannungsanteil ist im Bild 6.29 der Betonspannungsverteilung im Zustand I bei $V = 0$ zu entnehmen: die Spannungsverteilung ist nicht - wie bei reiner Biegung und symmetrischem Querschnitt zu erwar-

LB 45/9 = -170 °C
 versiegelt
 $\mu_1 = \mu_2 = 0,50\%$
 $b/d = 20/40 \text{ cm}$
 $V = 0 \text{ bzw. } -500 \text{ kN}$
 $\mu_z = 0 \text{ bzw. } 0,50\%$
 $\eta = 0$
 $M = 90 \text{ kNm}$

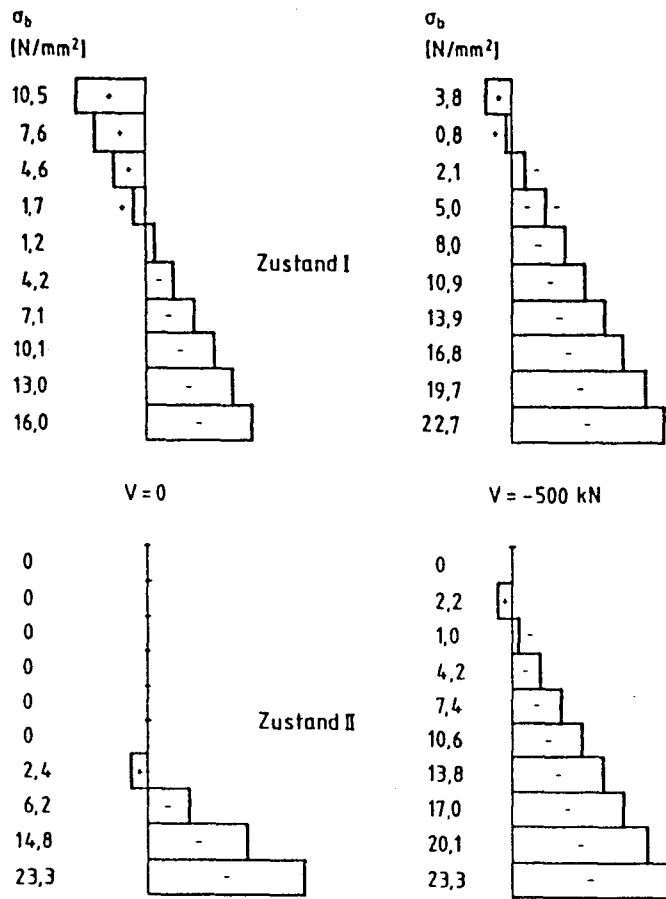


Bild 6.29: Betonspannungsverteilung über den Querschnitt eines versiegelten Stahlleicht- und Spannleichtbetonstabes infolge einer Biegebeanspruchung im Zustand I und II bei $\vartheta = -170 \text{ °C}$

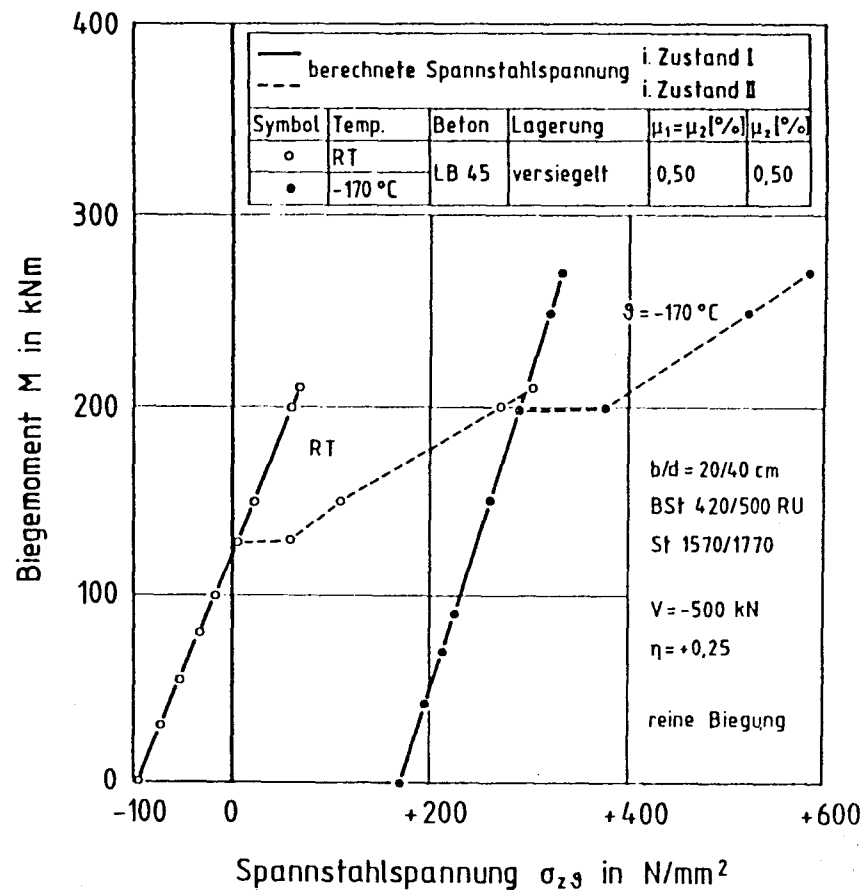


Bild 6.30: Berechnete Spannstahlspannung infolge Biegebeanspruchung eines versiegelten Spannleichtbetonstabes bei RT und $\vartheta = -170 \text{ °C}$ im Zustand I und II

ten - exakt antimetrisch. Infolge der Selbstvorspannung überwiegen die Betondruckspannungen. Wirkt bei TT zusätzliche eine äußere Vorspannkraft auf den Querschnitt, so ist mit einer weiteren Reduzierung der Einrißtiefe bis zu $r = 0,1 d$ zu rechnen (Bild 6.29).

Das Bild 6.30 gibt den Verlauf der Spannstahlspannung im Zustand I und II eines Stahlleichtbetonstabes aus versiegeltem LB 45 bei zunehmender Biegebeanspruchung wieder. Der Spannungsanteil aus der Vordehnung ist in der Darstellung nicht berücksichtigt. Nach dem Absetzen der Vorspannkraft auf den Verbundquerschnitt bei RT ($M = 0$) ergibt sich eine Spannstahlspannung von ca. $- 95 \text{ N/mm}^2$. Diese resultiert aus der beim Absetzvorgang eingetretenen Betonverkürzung in Achse des Spanngliedes. Wird der vorgespannte Spannbetonstab auf $\vartheta = - 170 \text{ }^\circ\text{C}$ abgekühlt, so beteiligt sich das Spannglied am Aufbau des inneren thermischen Zwangs: Infolge der Abkühlung ($M = 0$) wird das Spannglied dabei zusätzlich vorgedehnt. Vor der Biegebeanspruchung wird eine Spannstahlspannung von ca. $+ 170 \text{ N/mm}^2$ aufgebaut. Infolge der Baustoffverfestigung durch TT ist der Anstieg des Kurvenverlaufs im Zustand I und II bei TT steiler als bei RT. Der innere thermische Zwang sowie die größere Betonzugfestigkeit bei TT erhöhen das Erstrißmoment.

Im Bild 6.31 ist der Spannungssprung bei Erstrißbildung in der Stablage 2 von Stahlbetonstäben in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, von der Beanspruchung und vom Beton bei RT und $\vartheta = - 170 \text{ }^\circ\text{C}$ dargestellt. Der Spannungssprung wächst - wie bekannt - deutlich mit abnehmendem Bewehrungsgrad μ_2 [58]. Bei zentrischem Zug ist der Spannungssprung größer als bei reiner Biegung; dies gilt bei RT und TT gleichermaßen. Tiefe Temperaturen erhöhen den Stahlspannungssprung bei zentrischem Zug. Hierauf wird auch in der Arbeit [27] hingewiesen. Dagegen erscheint zunächst ungewöhnlich, daß der Stahlspannungssprung infolge reiner Biegung bei Verwendung von B 45 bei TT größer ist als bei RT, andererseits bei Verwendung von LB 45 kleiner. Diese Beobachtung läßt sich wie folgt erklären: Infolge der deutlich geringeren TT-Betonzugfestigkeit von LB 45 ($\beta_{bZ,TT} = + 3,5 \text{ N/mm}^2$) gegenüber der von B 45 ($\beta_{bZ,TT} = + 7,5 \text{ N/mm}^2$) werden bei Stäben aus LB 45 kleinere Erstrißmomente erreicht als bei Stäben aus B 45. Die hohe Selbstvorspannung von

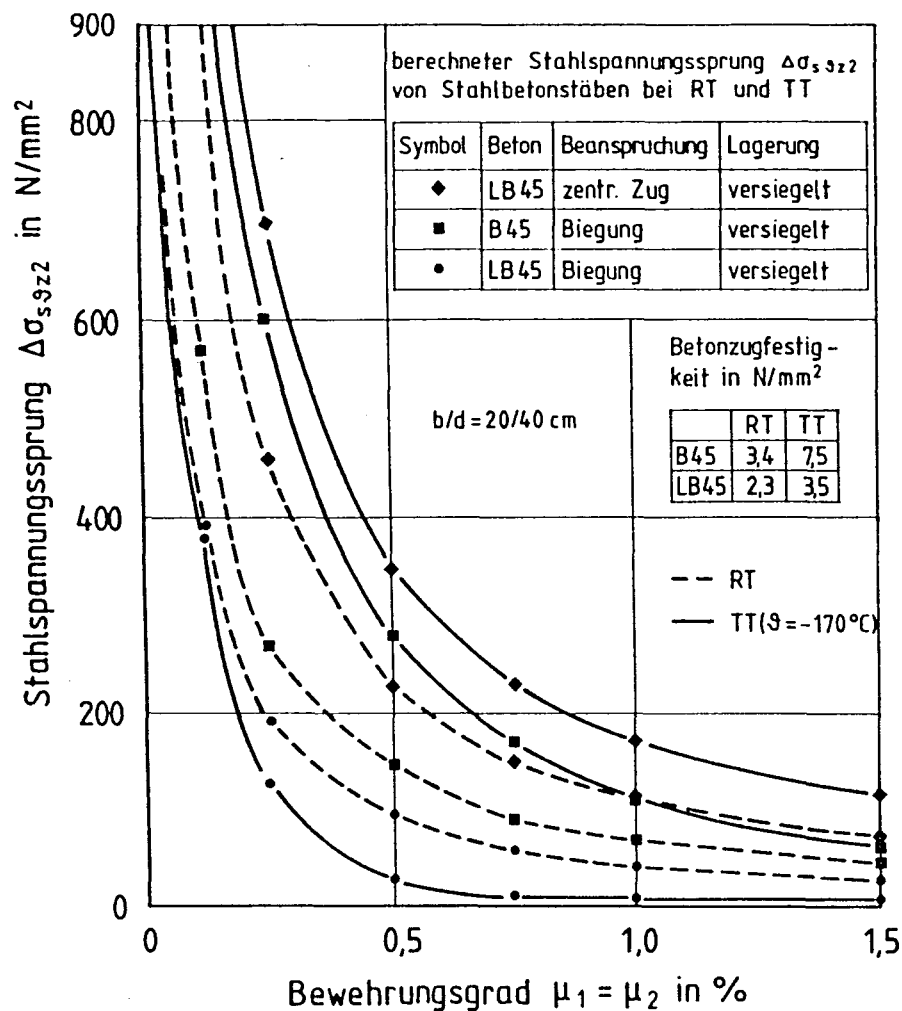


Bild 6.31: Spannungssprung bei Erstrißbildung in der Bewehrungsstahlage 2 von Stahlbetonstäben in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, von der Beanspruchung und Betongüte bei RT und $\vartheta = -170^\circ\text{C}$

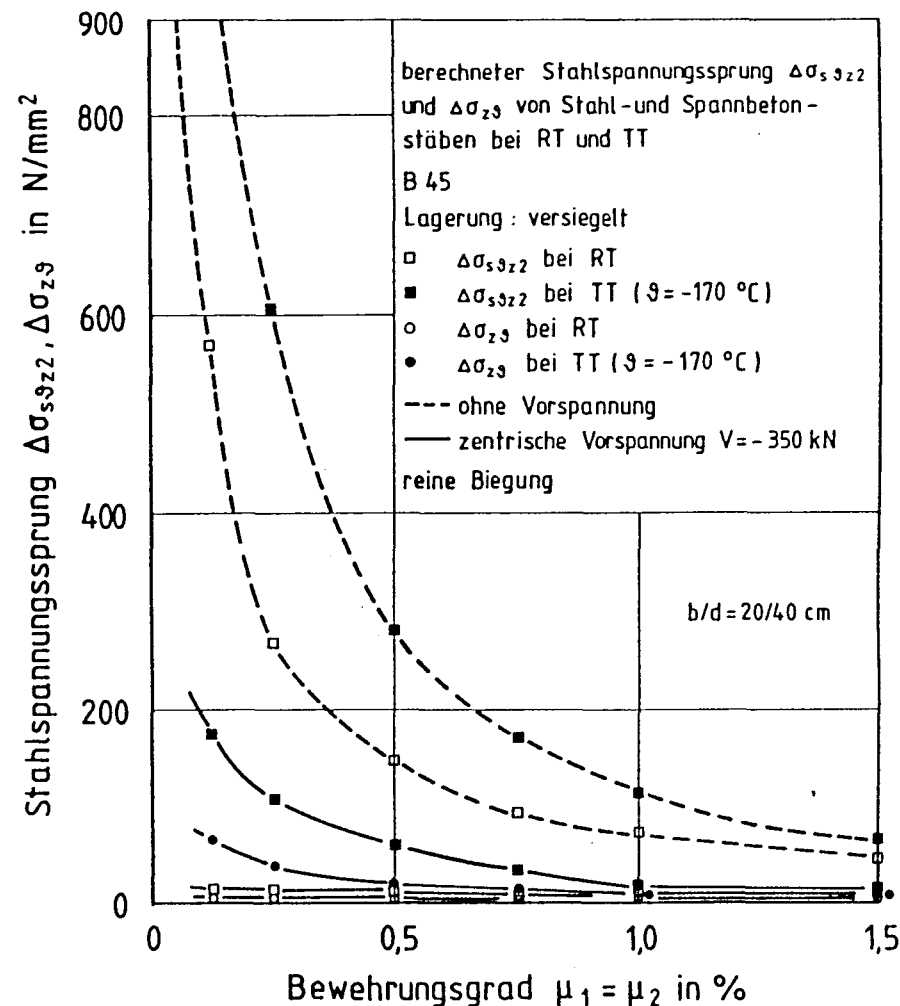


Bild 6.32: Spannungssprung bei Erstrißbildung im Spannstahl und in der Bewehrungsstahlage 2 von Stahl- und Spannbetonstäben aus B 45 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bei RT und $\vartheta = -170^\circ\text{C}$ bei reiner Biegebeanspruchung

Stahlleichtbetonstäben bewirkt bei der Erstrißbildung geringere Einrißtiefen als bei Stahlbetonstäben. Dies führt bei LB 45 gegenüber B 45 zu kleineren Differenzen der Stahlspannung vor und nach der Erstrißbildung bei TT.

Das Bild 6.32 zeigt den Spannungssprung bei Erstrißbildung im Spannstahl und in der Bewehrungslage 2 eines Stahlbetonstabes aus B 45 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bei RT und $\varnothing = -170\text{ °C}$ bei reiner Biegung. Die planmäßige äußere Vorspannung reduziert bei RT und TT den Stahlspannungssprung in der Bewehrungslage 2. Dies ist auf die kontinuierliche Entwicklung der Einrißtiefe bei äußerer Vorspannung zurückzuführen. Der Spannungssprung im Spannstahl ist bei der Verwendung von B 45 bei TT größer als bei RT. Auf Grund seiner zentrischen Lage im Querschnitt ist er vergleichsweise klein [124].

6.2.3.6 Zusammenfassung

Die steile Temperaturgradienten infolge einseitigen Kälteschocks bewirkt in der Betonrandzone an der Kühlseite Eigenzugspannungen, die vom Beton nicht aufgenommen werden können. Es bilden sich Eigenspannungsrisse unmittelbar nach dem Kühlbeginn, die auch durch eine planmäßige äußere Vorspannung nicht verhindert werden können. Die Größe der Zwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen infolge einseitigen Kälteschocks wird entscheidend vom freien thermischen Dehnverhalten der verwendeten Betone bestimmt. Die Expansion von LB 45 im Temperaturbereich -30 °C bis -60 °C führt gegenüber B 45 zu kleineren Temperaturdehnzahlen und damit zu kleineren Zwangsschnittgrößen M_{zw} und N_{zw} . Die Biegezwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben aus B 45 erreicht kurzzeitig ein ausgeprägtes Maximum. Im stationären Temperaturzustand liegt M_{zw} deutlich unter dem Maximum. Stäbe aus LB 45 haben ihre maximale Biegezwangbeanspruchung im stationären Temperaturzustand. Das unterschiedliche thermische Dehnverhalten insbesondere von LB 45 und Spann- bzw. Bewehrungsstahl bewirkt einen inneren thermischen Zwang mit hohen Stahlzugspannungen und Betondruckspannungen. Der innere thermische Zwang darf bei der Berechnung der Zwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonbauteilen in keinem Fall vernachlässigt werden. Der innere thermische Zwang sowie eine äußere

planmäßige Vorspannung verzögern die Entwicklung der Einrißtiefe und reduzieren damit die Abnahme der Steifigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen im Zuge der Rißbildung.

Die Berechnungen ergeben, daß einseitig kältegeschockte Stahl- und Spannbetonbauteile einer komplexen Beanspruchung aus Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangspannungen, äußeren Zwang- und Lastspannungen sowie aus Spannungen infolge einer planmäßigen Vorspannung unterliegen. Die Anteile der einzelnen Spannungen an der Gesamtbeanspruchung ändern sich laufend im Zuge der Abkühlung. So nehmen z.B. die Temperatureigenspannungen während der Abkühlung ab, während der innere thermische Zwang gleichzeitig aufgebaut wird.

6.2.4 Berechnung last- und zwangbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bei tiefen Temperaturen

6.2.4.1 Vorbemerkungen, Stand der Kenntnisse

Die Behälter zur LNG-Speicherung sind statisch unbestimmte Systeme. Zu deren Berechnung benötigt der Ingenieur realistische Angaben der Steifigkeiten, um das Verformungsverhalten zutreffend beschreiben zu können. Es wird deutlich, daß zur Ermittlung der Querschnittsteifigkeiten von den mittleren Verformungen ausgegangen werden muß, die sich integral über gerissene und ungerissene Stabbereiche hinweg ergeben.

In den letzten Jahren sind zahlreiche Forschungsarbeiten zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Stahlbetonstäben im Rißbildungsbereich bei RT entstanden. Dabei ist zwischen drei Arten von Berechnungsansätzen zu unterscheiden: halbempirische Ansätze, verbundorientierte Ansätze und Ansätze, bei denen die zwischen vorgegebenen Rissen gedachten Betonscheiben bei vorgegebener Belastung auf ihren Spannungszustand hin untersucht werden. Im folgenden wird ein Überblick über die Ansätze einzelner Verfasser gegeben. Die halbempirischen Ansätze beschreiben die Mitwirkung des Betons mittels der Dehnungsdifferenz in Achse der gezogenen Stahlfaser:

$$\Delta \epsilon_s(\sigma_{sr}) = \epsilon_{sr}^{\text{II}} - \epsilon_{sm} \quad (6.28)$$

Rao [71] hat den Grundstein für die halbempirischen Ansätze gelegt. Er formuliert einen Abzugsbeiwert $k(\sigma_{sr})$, den er aus zahlreichen Messungen mittlerer Verformungen von biegebeanspruchten Stahlbetonbalken ableitet. Rostásy [105] erweitert diesen Ansatz auf allgemeine Beanspruchungen; er geht davon aus, daß die Betonmitwirkung zum Zeitpunkt des Rißbeginns ihr Maximum hat.

Koch beleuchtet in [50] mittels der FE-Methode den Einfluß der Betonscheibenbeanspruchung auf das Verformungsverhalten des Einleitungsbereichs. Es wird eine Betonscheibe mit definierter Scheibenlänge vorgegeben, deren Spannungszustand infolge einer Einheitsverbundkraft und Einheitsbetondruckkraft ermittelt wird. Ähnlich geht Weber [124] auf analytische Weise vor. Beide Verfasser untersuchen den Erstrißzustand, bei dem die Risse noch so weit voneinander entfernt liegen, daß sich ihre Einzugsbereiche nicht überschneiden.

In den Arbeiten [53, 67, 68, 116] wird der verbundorientierte Ansatz gewählt. Unter der Verwendung des Verbundgesetzes

$$\tau_v = A \beta_w v^N \quad (6.29)$$

lösen die Verfasser die DGL des verschieblichen Verbundes. Die Arbeiten [53, 68, 116] erweitern die Lösung auf den Bereich der Zweitrißbildung, in dem sich die Rißeinzugsbereiche überschneiden. Die notwendigen Annahmen und Vereinfachungen sind unterschiedlich. So wird in [26] davon ausgegangen, daß die Betonzugfestigkeit über die Stablänge konstant ist. In diesem Falle entstehen sämtliche Risse auf einem Beanspruchungsniveau. Nach Noakowski [68] existiert dieses Beanspruchungsniveau nur für den Bereich der Erstrißbildung. Schwennike [116] verweist auf eine Zuordnung zwischen der Zugfestigkeit des Betons und dem Rißbildungsgrad. Der erste Riß ist dabei der 5 %-Fraktile, der letzte Riß der 95 %-Fraktile der Betonzugfestigkeit zugeordnet. Entsprechend steigt der Kurvenverlauf $\sigma_{sr} - \varepsilon_m$ nach der Erstrißbildung kontinuierlich an. Das Bild 6.33 stellt einige typische Kurvenverläufe $\sigma_{sr} - \varepsilon_m$ dar.

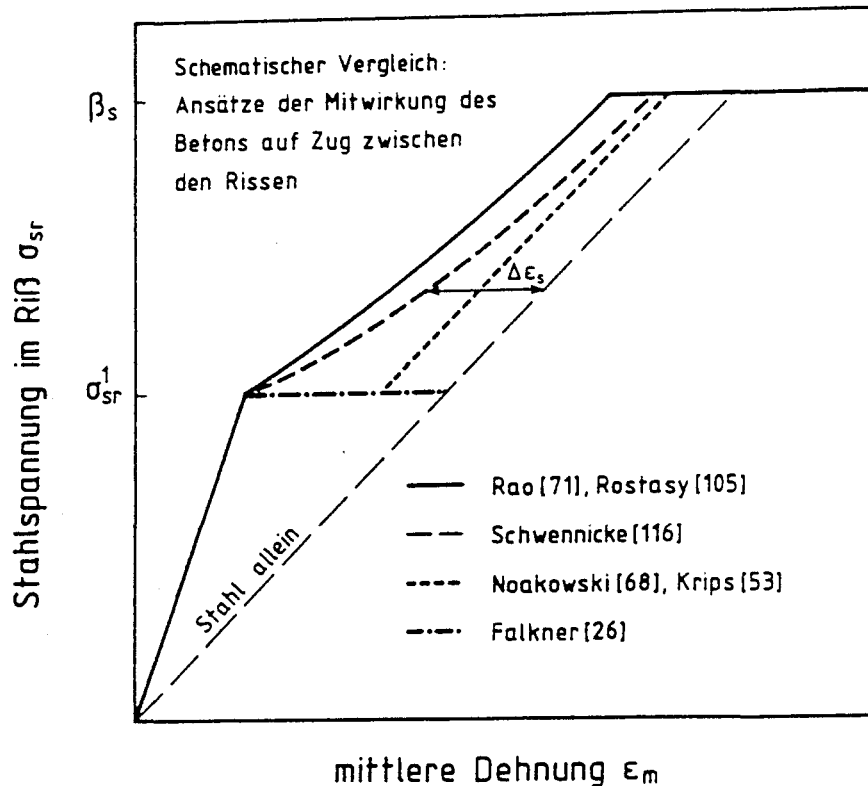


Bild 6.33: Schematischer Verlauf der σ_{sr} - ϵ_m -Linien nach unterschiedlichen Mitwirkungsansätzen

Die Anzahl der Forschungsarbeiten zur Beschreibung der Mitwirkung des Betons auf Zug bei TT ist vergleichsweise gering. Welsch untersucht vorgespannte Dehnkörper unter zentrischer Lastbeanspruchung und zentrischem Temperaturzwang bei TT [126]. Zur Nachrechnung seiner Versuchsergebnisse erweitert er den Mitwirkungsansatz von Rostásy [105] auf die Anwendung bei einer äußeren Vorspannung. Scheuermann [112] modifiziert den Ansatz von Rostásy zur Berechnung der mittleren Dehnungen von zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben bei stationären Tieftemperaturen. Fastabend lehnt sich bei seinen TT-Untersuchungen an biegebeanspruchten Stahlbetonstäben [27] ebenfalls an den Ansatz von Rostásy an. Er berücksichtigt die Erhöhung der Erstrißlast infolge der Selbstvorspannung von Stahlbetonstäben bei TT und erhält nach einigen

Vereinfachungen baupraktisch noch recht einfach zu handhabende Ableitungen für die Mitwirkung. Schnell, der in [115] last- und zwangbeanspruchte Stahl- und Spannbetonstäbe bei TT untersucht, baut auf dem Berechnungsmodell von Krips [53] auf. Dem Ansatz von Schwennicke [116] ähnlich geht Schnell anhand von Wahrscheinlichkeitsaussagen von Grenzzuständen mit größt- und kleinstmöglichen Rißabständen aus.

6.2.4.2 Ansatz für die Mitwirkung des Betons auf Zug

Die Darstellung des heutigen Kenntnisstandes zeigt, daß es ein allgemeingültiges Berechnungsmodell für die Mitwirkung des Betons auf Zug noch nicht gibt. Die verbundorientierten Ansätze haben den Vorteil, daß die örtlichen Spannungs- und Verformungszustände im Rißbildungsbe- reich berechnet werden können; das Ergebnis ist physikalisch deutbar. Zur Lösung der DGL des verschieblichen Verbundes sind allerdings weitreichende Vereinfachungen zu treffen. Die Berechnung mittlerer Verformungen von einseitig kältegeschockten Stäben gelingt mittels eines verbundorientierten Ansatzes aus den folgenden Gründen nicht:

1. Unmittelbar nach dem Kühlbeginn werden so hohe Eigenspannungen (Bild 6.11) aufgebaut, daß Eigenspannungsrisse entstehen. Bei den in der Baupraxis üblichen Betondeckungen kann davon ausgegangen werden, daß die Eigenspannungsrißtiefe mindestens so groß ist wie die Betondeckung. Positive Eigenspannungen und Eigenspannungsrisse schwächen den zur Aufnahme der Verbunddruckstrebe erforderlichen Betonzugring beträchtlich. Es sind bei gleichen Verbundspannungen erheblich größere Stabendverschiebungen als bei RT zu erwarten. Dies bestätigen eigene Verbunduntersuchungen [84] an Stäben aus LB 45 mit am Rande angeordneter Bewehrung. Ein verbundorientierter Ansatz benötigt ein Verbundgesetz, das die Schwächung des Zugringes infolge Eigenspannungen und Eigenspannungsrisen berücksichtigt. Versuche hierzu stehen noch aus.
2. Der kontinuierliche Verlauf der Verbundspannungen neben den Zwang- rissen wird im Bereich von Eigenspannungsrisen unterbrochen. Die rechnerische Untersuchung solcher Störstellen bereitet große Pro- bleme.

3. Das Temperaturfeld einseitig kältegeschockter Stahl- und Spannbetonstäbe ist instationär. Die Betonspannungen und Verbundeigenschaften ändern sich im Zuge der Abkühlung (s. Abschnitt 2.4.5, 4.2.1). Gleichzeitig wächst mit zunehmendem Zwang auch die Verbundbeanspruchung neben den Rissen. Es muß demnach ein Verbundgesetz entwickelt werden, das einen Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der Stabendverschiebung bei gleichzeitiger Änderung der Materialkennwerte von Beton herstellt. Versuche zur Klärung dieses zeitabhängigen Zusammenhangs sind bislang noch nicht durchgeführt worden.
4. Eine strenge Lösung der DGL des verschieblichen Verbundes unter zusätzlicher Berücksichtigung des Zeitfaktors ist nicht möglich.

Zahlreiche eigene TT-Versuche bei ausgeglichenem Temperaturfeld [80, 83, 84, 91] weisen darauf hin, daß sich die mittleren Verformungen weitgehend dem Kurvenverlauf (Bild 6.33) nach dem Ansatz von Rao [71] und Rostásy [105] anlehnen. Ein Erstrißlastplateau nach dem Ansatz von Krips [53] konnte in keinem Versuch beobachtet werden.

Aus den zuvor genannten Gründen geht der in dieser Arbeit vorgeschlagene Ansatz zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung von dem halbempirischen Ansatz von Rao und Rostásy aus. Der Verfasser setzt sich zum Ziel, die Berechnung der mittleren Verformungen auf das allgemeine Berechnungsmodell nach Abschn. 6.2 aufzubauen, das für beliebige Beanspruchung und Temperaturverteilung gültig ist. Im folgenden wird der Ansatz von Rao, der für reine Biegebeanspruchung entwickelt wurde, auf seine Gültigkeit bei zusätzlich vorhandener Normalkraft und Vorspannung untersucht. Dabei wird auch der Fall des Durchrisses des Verbundquerschnitts berücksichtigt.

a) Einriß

Die mittlere Stahldehnung berechnet sich aus der Einleitung der Stahlszugkraft im Riß über den Verbund in den Beton nach der Ableitung

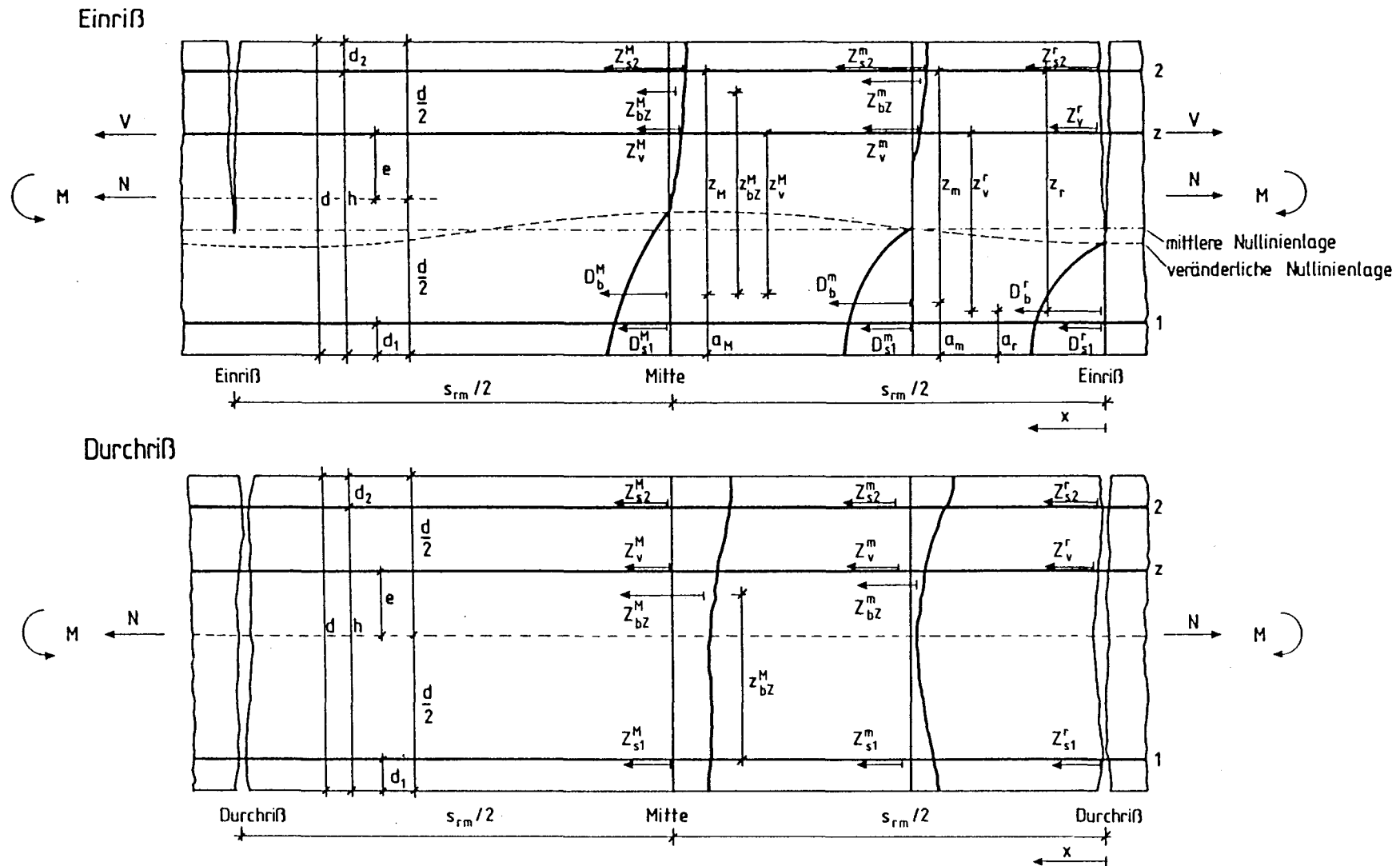


Bild 6.34: Schematische Darstellung der Spannungs- und Kräfteverteilung im Riß und in der Mitte zwischen zwei benachbarten Rissen sowie die mittlere Spannungs- und Kräfteverteilung

$$\begin{aligned}\epsilon_{s2,m} &= \epsilon_{s2,r} - \frac{2 \sum U_s}{E_s A_{s2} s_{rm}} \int_0^{s_{rm}/2} \int_0^x \tau_v(x) dx dx \\ &= \epsilon_{s2,r} - C_0 \frac{\sum U_s}{E_s A_{s2}} s_{rm} \tau_{v,m}\end{aligned}\quad (6.30)$$

$\tau_{v,m}$ ist dabei die mittlere Verbundspannung; der Faktor C_0 berücksichtigt die Verbundspannungsverteilung, die u.a. von der Stahlprofilierung abhängt. Weiterhin besteht nach Bild 6.34 zwischen der Stahlspannung im RiB und der Stahlspannung in der Mitte zwischen zwei Rissen der Zusammenhang

$$A_{s2}(\sigma_{s2,r} - \sigma_{s2,M}) = \sum U_s \frac{s_{rm}}{2} \tau_{v,m} \quad (6.31)$$

Gl. (6.31) in Gl. (6.30) eingesetzt ergibt

$$\epsilon_{s2,m} = \epsilon_{s2,r} - \frac{2 C_0 (\sigma_{s2,r} - \sigma_{s2,M})}{E_s} \quad (6.32)$$

Entsprechend läßt sich für den Spannstahl anschreiben:

$$\epsilon_{z,m} = \epsilon_{z,r} - \frac{2 C_4 (\sigma_{z,r} - \sigma_{z,M})}{E_z} \quad (6.33)$$

C_4 beschreibt die Verbundspannungsverteilung entlang des Spannstahls. Infolge der schlechteren Verbundeigenschaften der Spannstähle kann der Faktor C_4 in grober Näherung zu Null gesetzt werden. Damit wird die Einleitung von Zugkräften vom Spannstahl in den Beton außer acht gelassen. Es ergibt sich damit näherungsweise

$$Z_{v,M} \cong Z_{v,m} \cong Z_{v,r} \quad (6.34)$$

Die Bedingung, daß die Schnittgrößen M und N im Rißquerschnitt so groß sind wie die in der Mitte zwischen zwei benachbarten Rissen, liefert die folgenden Ableitungen mit $\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$:

$$Z_{s2,r} + Z_{v,r} + D_{b,r} + D_{s1,r} = Z_{s2,M} + Z_{bz,M} + Z_{v,M} + D_{b,M} + D_{s1,M} \quad (6.35)$$

$$\begin{aligned} Z_{s2,r} \cdot z_r + (Z_{v,r} - V) \cdot \left(z_r + d_2 - \frac{d}{2} + e \right) - D_{s1,r} (a_r - d_1) \\ - N \left(\frac{d}{2} - a_r \right) = Z_{s2,M} \cdot z_M + (Z_{v,M} - V) \cdot \left(z_M + d_2 - \frac{d}{2} + e \right) \\ - D_{s1,M} (a_M - d_1) - N \left(\frac{d}{2} - a_M \right) + Z_{bz,M} \cdot z_{bz,M} \end{aligned} \quad (6.36)$$

Nach [105] sind die mittlere Betonranddehnung und die Betonranddehnung im Rißquerschnitt etwa gleich groß. Dies bestätigen auch die eigenen Versuchsergebnisse [80, 83]. Anlehnend sind die folgenden Vereinfachungen berechtigt:

$$D_{b,M} \cong D_{b,m} \cong D_{b,r} \quad (6.37)$$

$$D_{s1,M} \cong D_{s1,m} \cong D_{s1,r} \quad (6.38)$$

Mit den Vereinfachungen nach Gln. (6.34, 6.37, 6.38) läßt sich die Gl. (6.35) anschreiben zu:

$$Z_{s2,r} = Z_{s2,M} + Z_{bz,M} \quad (6.39)$$

Für die mittlere Beanspruchung erhält man schließlich die mittlere Betonzugkraft

$$Z_{bz,m} \cong (\epsilon_{s2,r} - \epsilon_{s2,m}) E_{s2} A_{s2} \quad (6.40)$$

Unter Berücksichtigung der Vereinfachung

$$z_M \cong z_m \cong z_r = z \quad (6.41)$$

und weiterer Bezeichnungen nach [71] folgt aus Gl. (6.36)

$$(\sigma_{s2,r} - \sigma_{s2,M}) = \frac{C_1 C_2 C_3 \beta_{bz}}{k_z \cdot \mu_z} \quad (6.42)$$

Durch Einsetzen von Gl. (6.42) in Gl. (6.32) erhält man die bekannte Rao-Formel

$$\epsilon_{s2,m} = \epsilon_{s2,r} - k \frac{\beta_{bz}}{E_s \mu_2} \quad (6.43)$$

$$k = 2 C_0 C_1 C_2 C_3 / k_z \quad (6.44)$$

b) Durchriß

Im Falle des Durchrisses kann in entsprechender Weise vorgegangen werden (s. Bild 6.34). Als Ergebnis erhält man für die mittlere Betonzugkraft

$$Z_{bz,m} = E_{s2} A_{s2} (\epsilon_{s2,r} - \epsilon_{s2,m}) + E_{s1} A_{s1} (\epsilon_{s1,r} - \epsilon_{s1,m}) \quad (6.45)$$

und für die mittleren Stahldehnungen in Faser 1 und 2:

$$\epsilon_{s2,m} = \epsilon_{s2,r} - k_2 \frac{\beta_{bz}}{E_s \mu_2} \quad (6.46)$$

$$\epsilon_{s1,m} = \epsilon_{s1,r} - k_1 \frac{\beta_{bz}}{E_s \mu_1} \quad (6.47)$$

Die Faktoren k , k_1 , k_2 beschreiben in "verschmierter" Form die Verteilung der Verbundspannungen, die mitwirkende Betonzugfläche und die Verteilung der Betonzugspannungen in dieser Fläche. Die Ableitungen zuvor zeigen, daß der Ansatz von Rao nach einigen groben Vereinfachungen auf allgemein beanspruchte Stahl- und Spannbetonstäbe übertragen werden kann. Mit bekanntem k -Wert läßt sich die mittlere Stahldehnung sowohl im Falle eines Einrisses als auch eines Durchrisses berechnen. Da die Verbundspannungsverteilung und die mitwirkende Betonzugfläche zwischen den Rissen insbesondere bei durch Eigenspannungsrisse vorgeschädigten Querschnitten nicht angegeben werden kann, muß k durch Auswertung von Versuchen ermittelt werden.

Die gesamte mittlere Stahldehnung beträgt bei TT (Bild 6.2)

$$\epsilon_{s\vartheta z}^m = \epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m \quad (6.48)$$

und die gesamte Stahldehnung im Riß lautet:

$$\epsilon_{s\vartheta z}^r = \epsilon_{s\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r \quad (6.49)$$

Damit ergibt sich als Maß für die Mitwirkung

$$\epsilon_{s\vartheta z}^r - \epsilon_{s\vartheta z}^m = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m = \Delta \bar{\epsilon}_{s\vartheta z} \quad (6.50)$$

Der k -Faktor berechnet sich auf TT modifiziert nach Gl. (6.43) zu

$$k = (\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r - \bar{\epsilon}_{sv}^0 - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m) \frac{E_{s\vartheta 2} \mu_2}{\beta_{bz,\vartheta}} \quad (6.51)$$

Hierin bedeuten:

$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r$ Stahldehnung im Riß; Berechnung nach Abschn. 6.2.2

$\bar{\epsilon}_{sv}^0$ Stahldehnung infolge inneren thermischen Zwangs und äußerer Vorspannung im Zustand I vor der Belastung; Berechnung nach Abschn. 6.2.1

$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m$ im Versuch gemessener Zuwachs der mittleren Stahldehnung; da Versuchsergebnisse anderer Verfasser nicht vorliegen, muß $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m$ näherungsweise aus Gl. (6.48) berechnet werden; bei vollständigem zentrischen Temperaturzwang gilt z.B.
 $\epsilon_{s\vartheta z}^m = 0 = \epsilon_{m\vartheta 0} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m$, woraus $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m = -\epsilon_{m\vartheta 0}$ folgt (s. Bild A2)

$E_{s\vartheta 2}$ tieftemperaturabhängiger Stahl-E-Modul; bei instationärem Temperaturfeld der für die aktuelle Temperatur im Stahl nach Gl. (3.1) berechnete Stahl-E-Modul

$\beta_{bz,\vartheta}$ nach Gl. (2.12) berechnete tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit; bei instationärem Temperaturfeld kann mit ausreichender Genauigkeit die für $\vartheta \leq -40^\circ\text{C}$ nahezu konstante Betonzugfestigkeit nach den Angaben in Abschn. 6.2.2 angesetzt werden.

Die Auswertung von Gl. (6.51) für unterschiedliche Beanspruchungen ergibt die folgenden k -Faktoren. Im Bild 6.35 ist der k -Faktor in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad für zentrische Zugkraft bei stationärem Temperaturfeld dargestellt. Der Punkteschar liegen RT- und TT-Ergebnisse eigener Zugversuche [84] zu Grunde. Um die RT- und TT-Ergebnisse miteinander vergleichen zu können, muß der Einfluß der Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs eliminiert werden. Dies erfolgt durch Abzug der inneren thermischen Stahlspannung $\sigma_{s\vartheta z}^{(0)}$ von der

Stahlspannung im Riß im Nenner des Beanspruchungsgrades. Die Betonmitwirkung ist bei Rißbeginn am größten [105]. Die Mitwirkung des Betons auf Zug nimmt mit zunehmender Beanspruchung ab. Es besteht kein eindeutiger Einfluß tiefer Temperaturen auf die Betonmitwirkung (Bild 6.35). Die Auswertung von Gl. (6.51) weist auf eine annähernd lineare Abhängigkeit des k-Faktors vom Beanspruchungsgrad hin. Der k-Faktor lautet für zentrischen Zug:

$$k(\sigma_{sz}^r) = 0,30 - 0,30 \frac{\sigma_{sz}^r - \sigma_{sz}^{r1}}{\sigma_{sz}^r - \sigma_{sz}^{(0)}} = 0,30 \frac{\sigma_{sz}^{r1} - \sigma_{sz}^{(0)}}{\sigma_{sz}^r - \sigma_{sz}^{(0)}} \quad (6.52)$$

Danach beträgt max k beim Rißbeginn 0,30. Rostásy erhält in [105] aus theoretischen Überlegungen max k = 0,5. Zusätzlich ist im Bild 6.35 das Auswertungsergebnis der zentrischen Zugzwangsversuche nach [126] mit aufgenommen. In [126] werden Stahl- und Spannteilbetonscheiben aus LB 45 eigenspannungsfrei abgekühlt und dabei zentrisch voll gezwängt. In linearisierter Form ergibt sich für zentrischen Zwang:

$$k(\sigma_{sz}^r) = 1,0 - 1,0 \frac{\sigma_{sz}^r - \sigma_{sz}^{r1}}{\sigma_{sz}^r} = 1,0 \frac{\sigma_{sz}^{r1}}{\sigma_{sz}^r} \quad (6.53)$$

Die Gegenüberstellung der k-Faktoren zeigt beträchtliche Unterschiede. Leider fehlen in [126] Angaben zur Rißentwicklung, die die Betonmitwirkung entscheidend steuert. Die Querschnitte in [126] sind im Gegensatz zu jenen von [84] voll mit Bewehrung durchsetzt. Es ist zu vermuten, daß sich in den Versuchskörpern in [126] gegenüber [84] ausschließlich Trennrisse entwickelt haben. Darüber hinaus läuft die Rißbildung der zwangsbeanspruchten Versuchskörper in [126] bei einem kleineren Beanspruchungsniveau und bei höheren Temperaturen ab als die Rißentwicklung in [84].

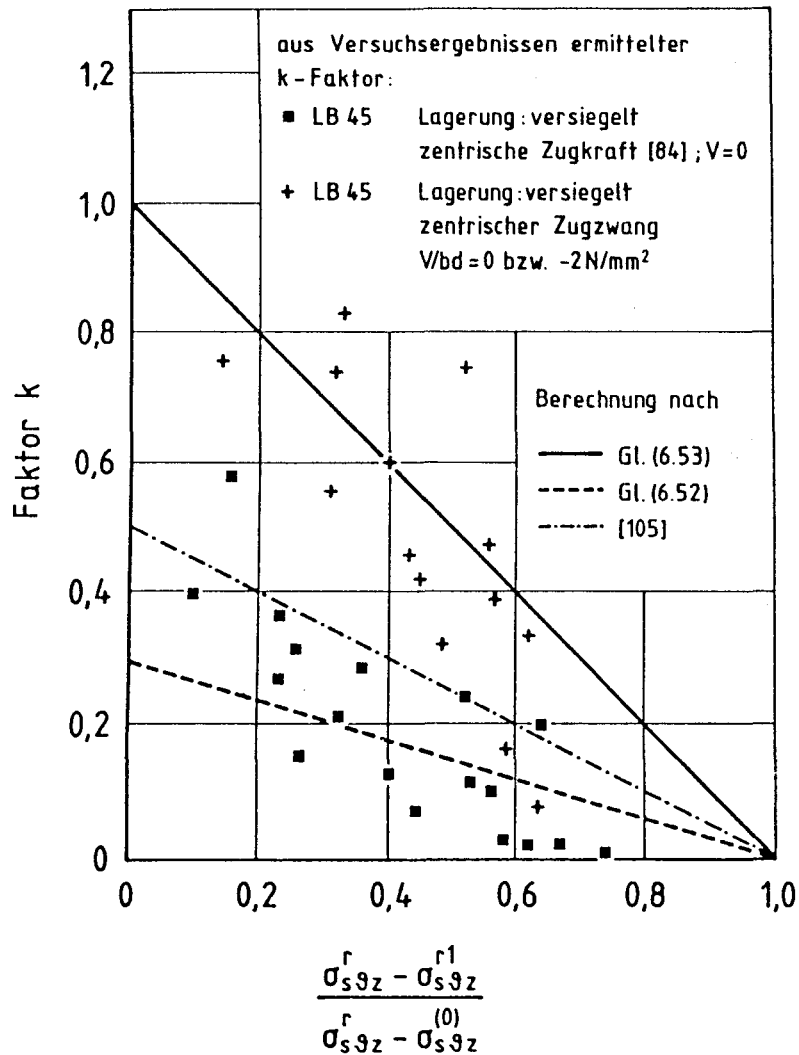


Bild 6.35: Aus Versuchsergebnissen ermittelter k-Faktor für zentrische Zugkraft und zentrischen Zugzwang in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad

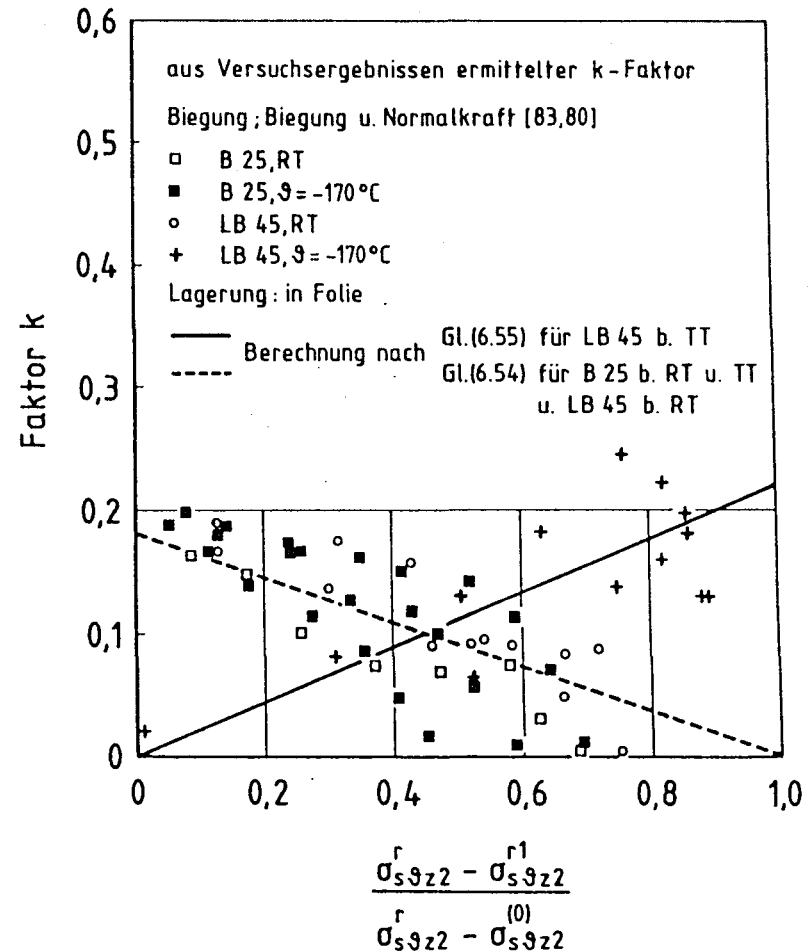


Bild 6.36: Aus Versuchsergebnissen ermittelter k-Faktor für Biegung sowie für Biegung und Normalkraft (Lastbeanspruchung) in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad

Bild 6.36 zeigt den k-Faktor in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad bei reiner Biegung sowie bei Biegung und Normalkraft. Es liegen die Ergebnisse eigener Versuche [80, 83] zu Grunde. Die aus B 25 und LB 45 hergestellten Stahlbetonstäbe wurden bei RT und stationärer TT ($\vartheta = -170\text{ }^{\circ}\text{C}$) geprüft. Bei Verwendung von B 25 bei RT und TT und bei Verwendung von LB 45 bei RT trifft für k unter Berücksichtigung der Selbstvorspannung bei TT in guter Näherung der lineare Ansatz von Rao [71] zu. Es gilt für Biegung sowie Biegung und Normalkraft:

$$k(\sigma_{s9z2}^r) = 0,18 - 0,18 \frac{\sigma_{s9z2}^r - \sigma_{s9z2}^{r1}}{\sigma_{s9z2}^r - \sigma_{s9z2}^{(0)}} = 0,18 \frac{\sigma_{s9z2}^{r1} - \sigma_{s9z2}^{(0)}}{\sigma_{s9z2}^r - \sigma_{s9z2}^{(0)}} \quad (6.54)$$

Der Maximalwert von k beträgt bei Rißbeginn 0,18. Rostásy ermittelt in [105] $\max k = 0,21$.

Bei der TT-Beanspruchung von Stäben aus LB 45 ergibt sich dagegen eine andere Abhängigkeit des k-Faktors vom Beanspruchungsgrad. Nach Auswertung der Gl. (6.51) wächst k mit zunehmendem Beanspruchungsgrad von ca. 0,02 auf ca. 0,2. Kurz vor Erreichen der Streckgrenze nimmt k geringfügig ab; es verbleibt vor der Brucheinleitung eine beträchtliche Betonmitwirkung. Zur Deutung dieses Ergebnisses muß auf Abschn. 7.2.1 vorgegriffen werden, in dem die Rißbildung behandelt wird. Die gegensätzliche Entwicklung von k mit zunehmendem Beanspruchungsgrad ist auf die veränderte Rißentwicklung von Stahlbetonstäben aus LB 45 bei TT zurückzuführen. Die Einrißtiefe von Erstbiegerissen reicht bei Stahlbetonstäben bei RT bis auf etwa die Hälfte der Bauteildicke. Dies trifft auch bei TT zu, wenn die Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs wie beim B 25 (Bild 2.2) relativ klein ist. Bei Spannbetonstäben sowie bei Stahlbetonstäben aus LB 45, die nach der Abkühlung eine relativ große Selbstvorspannung aufweisen, betragen die Erstrißtiefen nur wenige Zentimeter. Dies ist auf den viel kürzeren Zugspannungskeil bei vorgespannten Stäben zurückzuführen [59]; aus dem bei Vorspannung kleineren Stahlspannungssprung (s. Bilder 6.31, 6.32) resultieren kleinere Rißbreiten [58]. Der Unterschied zwischen der Stahldehnung im Riß und der mittleren Stahldehnung ist bei geringer

Belastung entsprechend klein. Mit zunehmender Belastung und allmählich wachsender Einrißtiefe nimmt der Unterschied zu; dies bewirkt nach Gl. (6.51) ein Anwachsen des k-Faktors. Die Zunahme von k bzw. der Betonmitwirkung läßt sich auch anhand von Gl. (6.44) deuten, die rein analytisch entwickelt ist. Der Faktor C_1 in Gl. (6.44) beschreibt die Größe der mitwirkenden Betonzugfläche. Diese ist bei Vorspannung anfangs sehr klein und wächst mit zunehmender Beanspruchung kontinuierlich an. Zusätzlich wird der k-Faktor von der Größe der Verbundbeanspruchung beeinflusst, die bei geringer Belastung von Spannbetonstäben im Erstrißbildungsbereich klein ist. Um einen einfachen Ausdruck zu erhalten, wird die Abhängigkeit von k vom Beanspruchungsgrad linearisiert (Bild 6.36). Der Ansatz lautet für Stahlleichtbetonstäbe unter Biegung:

$$k(\sigma_{s\vartheta z2}^r) = 0,22 \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}} \quad (6.55)$$

Im Bild 6.37 ist die Entwicklung des k-Faktors mit zunehmendem Beanspruchungsgrad bei Biegezwang infolge einseitiger Abkühlung aufgetragen. Es liegen eigene Versuche [81] zu Grunde, bei denen Stahlleichtbetonstäbe extrem einseitig kältegeschockt wurden und Versuche von Sato [107], der Spannbetonstäbe weitgehend eigenspannungsfrei abgekühlt und biegegezwängt hat. Die Streubreite des Ergebnisses ist recht groß; sie zeigt aber in beiden Fällen einen mit zunehmendem Beanspruchungsgrad wachsenden k-Faktor; er erreicht Maximalwerte von ca. 0,05 und ist damit deutlich kleiner als bei den zuvor beschriebenen Beanspruchungen. Dies läßt sich wie folgt erklären: Bei den einseitig kältegeschockten Stahlleichtbetonstäben [81] bilden sich unmittelbar nach dem Kühlbeginn Eigenspannungsrisse, die den Verbund und die mitwirkende Betonzugfläche schädigen. Im Zuge der Abkühlung wird die Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs aufgebaut, die die Riß-tiefen der Biegezwangrisse allmählich anwachsen läßt. Dies bewirkt die Zunahme der Verbundbeanspruchung und einen kontinuierlichen Aufbau der mitwirkenden Betonzugfläche, allerdings auf einem kleineren Mitwir-

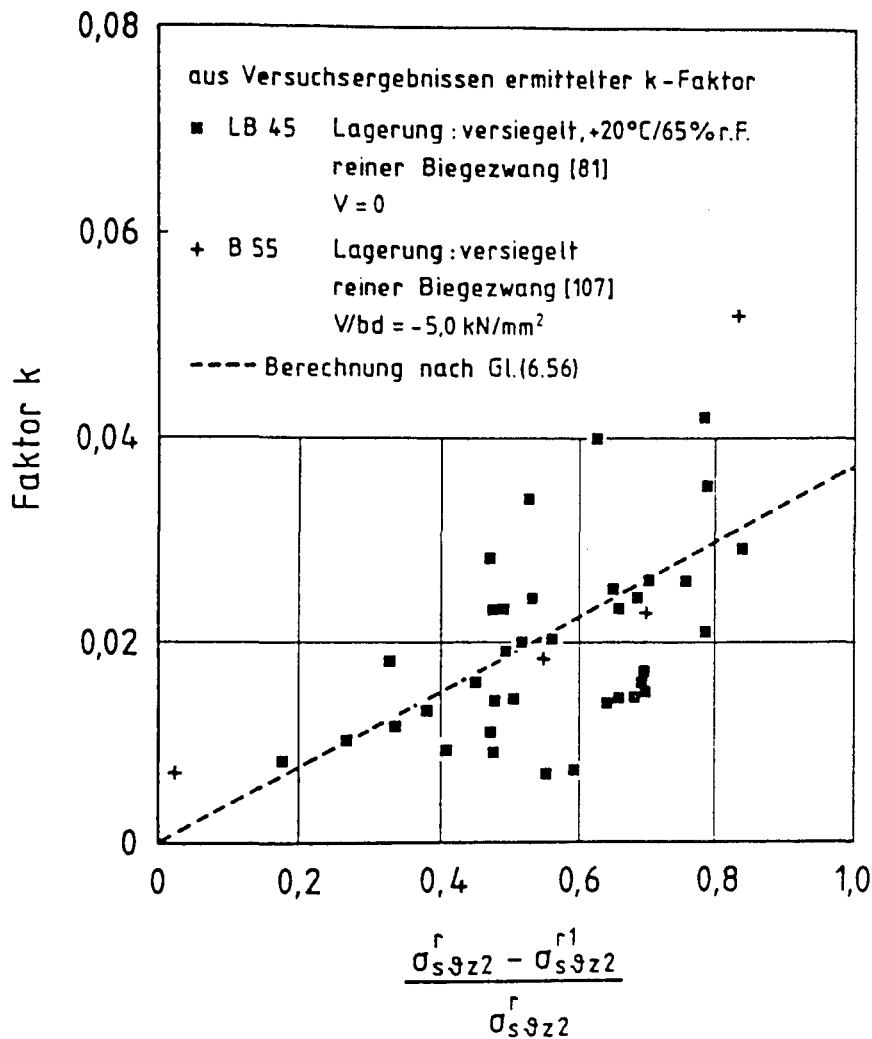


Bild 6.37: Aus Versuchsergebnissen ermittelter k-Faktor für Biegezwang in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad

kungsniveau. Die Entwicklung von k in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad läßt sich bei Biegezwang infolge einseitigen Kälteschocks näherungsweise mit dem folgenden Ansatz für Biegezwang beschreiben:

$$k(\sigma_{s9z2}^r) = 0,037 \frac{\sigma_{s9z2}^r - \sigma_{s9z2}^{r1}}{\sigma_{s9z2}^r} \quad (6.56)$$

mit $\sigma_{s\varnothing z2}^{r1} = \sigma_{s\varnothing z2}^r$ ($t \approx 0,1$ Std. Kühlzeit) für B 45
 $\sigma_{s\varnothing z2}^{r1} = \sigma_{s\varnothing z2}^r$ ($t \approx 0,5$ Std. Kühlzeit) für LB 45

bei durch Eigenspannungsrisen vorgeschädigten Querschnitten. Die angegebenen Kühlzeiten kennzeichnen den Beginn der Biegezwangrißbildung bei einseitigem Kälteschock.

Die Ausführungen zuvor werden in der Arbeit [110] bestätigt; nach [110] ist die Mitwirkung des Betons in relativ niedrig bewehrten Bauteilen, die infolge Eigenspannungen aus einseitigem Kälteschock vorgelassen sind, vernachlässigbar klein.

Es sei hier nochmals darauf hingewiesen, daß Gl. (6.56) nur für den Sonderfall einseitiger extremer Abkühlung ($\vartheta = -196^\circ\text{C}$) bei direkter Beaufschlagung mit dem Kühlmittel zutrifft. Es ist zu erwarten, daß die Vorschädigung der Betonoberfläche und des Verbundes bei Kühlmitteln höherer Eigentemperatur sowie bei zusätzlicher Anordnung von Liner und Dämmmaterial geringer ist; es kann in diesem Fall von einer Vergrößerung der Betonmitwirkung ausgegangen werden. Zur Klärung sind noch zahlreiche experimentelle Untersuchungen erforderlich.

Das Versuchsergebnis von Sato [107] läßt sich in grober Näherung ebenfalls mittels Gl. (6.56) beschreiben, obwohl eine andere Beanspruchung vorliegt. Sato untersuchte einen Spannbetonstab aus B 55 mit einer mittigen Betondruckspannung von -5 N/mm^2 . Dieser wurde einseitig bis auf eine maximale Temperaturdifferenz von $\Delta\vartheta = 100^\circ\text{C}$ abgekühlt, ohne daß dabei Eigenspannungsrisse entstanden. Angaben zur Rißentwicklung werden in [107] nicht gemacht. Eigene Nachrechnungen dieses Versuchsergebnisses haben maximale Einrißtiefen der Biegezwangrisse von $r = 0,1$ ergeben. Die geringen Einrißtiefen haben ihre Ursache im relativ hohen äußeren Vorspanngrad, in der relativ großen TT-Betonzugfestigkeit sowie in der zusätzlichen Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs. Es resultieren kleine mitwirkende Betonzugflächen und entsprechend kleine Betonmitwirkungsgrade.

6.2.4.3 Berechnung mittlerer Verformungen, Biege- und Dehnsteifigkeit bei Berücksichtigung der Betonmitwirkung

Ausgehend vom allgemeinen Ansatz Gl. (6.43) für die Einrißbildung bzw. nach den Gln. (6.46) und (6.47) für die Durchrißbildung lassen sich die mittleren Verformungen sowie die Steifigkeiten berechnen. Hierzu sind die beanspruchungsabhängigen k-Faktoren, die ein Maß für Mitwirkung des Betons auf Zug darstellen, in die zuvor angegebenen Gleichungen einzusetzen. Der Verfasser setzt sich zum Ziel, die einzelnen Rechenschritte sukzessiv und in der Form darzustellen, daß die Lösung für den entwerfenden Ingenieur gut nachvollziehbar ist. Die komplexen Beanspruchungen machen z.T. iterative Berechnungen und zusätzliche vereinfachende Annahmen erforderlich. Aus der Vielzahl der möglichen Beanspruchungsarten werden im folgenden nur einige wesentliche behandelt.

a) Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge Biegung und Normalkraft (Lastbeanspruchung) bei stationärer Temperatur

1. Berechnung der inneren thermischen Stahlzwangsspannung $\sigma_{s0z2}^{(0)}$ sowie der Verformungen

$$\epsilon_m^0 = \bar{\epsilon}_v(RT) + \epsilon_{m90} \quad (6.57)$$

$$\kappa^0 = \bar{\kappa}_v(RT) + \kappa_{90} \quad (6.58)$$

nach Anlage A7 im Zustand I, wobei $M = N = 0$, siehe auch Anlage A2.

2. Berechnung von Erstrißmoment M_r^1 und Erstrißnormalkraft N_r^1 nach Anlage A7 im Zustand I; Bed.: $\sigma_{b1} = \beta_{bZ,0}$

3. Berechnung des Spannungszustandes im Riß für M_r^1 und N_r^1 nach Anlage A7;

Fall 1: der Betonquerschnitt reißt ein

Ermittlung der Erstrißstahlspannung σ_{s0z2}^{r1} in Stablage 2

4. Berechnung von $\sigma_{s\vartheta z2}^r$, $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r$, $\bar{\epsilon}_{ba}^r$, σ_z^r im Einriß nach Anlage A7 bei vorgegebenem M und N oberhalb der Erstrißlast;

$$\text{Bed.: } \sigma_{s\vartheta z2}^r \leq \beta_{s\vartheta} \quad \text{mit } \beta_{s\vartheta} \text{ nach Gl. (3.3)}$$

$$\sigma_{zv}^{(0)} + \sigma_z^r \leq \beta_{z\vartheta} \quad \text{mit } \beta_{z\vartheta} \text{ nach Gl. (3.2)}$$

5. Berechnung des k-Faktors zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung; es gilt für Stahlbetonstäbe bei RT und TT sowie für Stahlleichtbetonstäbe bei RT im Falle des Einrisses

$$k(\sigma_{s\vartheta z2}^r) = 0,18 \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^{r1} - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}}, \quad (6.59)$$

für Stahlleichtbetonstäbe ($V = 0$) bei TT sowie für Spannbetonstäbe aus Normalbeton und LB 45 bei RT und TT gilt

$$k(\sigma_{s\vartheta z2}^r) = 0,22 \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}} \quad (6.60)$$

6. Berechnung der mittleren Stahldehnung

$$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r - k(\sigma_{s\vartheta z2}^r) \cdot \frac{\beta_{bz,\vartheta}}{E_{s\vartheta 2} \mu_2} \quad (6.61)$$

mit $\beta_{bz,\vartheta}$ nach Gl. (2.12) und $E_{s\vartheta 2}$ nach Gl. (3.1)

7. Berechnung der mittleren Gesamtverformungen (s. Anlage A2):

mittlere Krümmung

$$\kappa_m = \frac{(\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}^r) - (\epsilon_{s\vartheta 02} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m)}{\lambda d} \quad (6.62)$$

mittlere Mittendehnung

$$\epsilon_{mm} = (\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}^r) + \frac{(\epsilon_{s\vartheta 02} + \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m) - (\epsilon_{b\vartheta 0,a} + \bar{\epsilon}_{ba}^r)}{2 \lambda} \quad (6.63)$$

vereinfachende Annahme: $\bar{\epsilon}_{ba}^r = \bar{\epsilon}_{ba}^m$ [105]

8. Berechnung der die Steifigkeiten beschreibenden Verformungen (s. Anlage A2):

$$\bar{\kappa}_{\vartheta z} = \kappa_m - \kappa^0 \quad (6.64)$$

$$\bar{\epsilon}_{m\vartheta z} = \epsilon_{mm} - \epsilon_m^0 \quad (6.65)$$

9. Berechnung der Steifigkeiten:

$$\text{Dehnsteifigkeit} \quad K_D = \frac{N}{\bar{\epsilon}_{m\vartheta z}} \quad (6.66)$$

$$\text{Biegesteifigkeit} \quad K_B = - \frac{M}{\bar{\kappa}_{\vartheta z}} \quad (6.67)$$

$$\text{bezogene Dehnsteifigkeit} \quad k_D = \frac{K_D}{K_{D1}^I(\vartheta)} \quad (6.68)$$

bezogene Biegesteifigkeit $k_B = \frac{K_B}{K_{Bi}^I(\vartheta)}$ (6.69)

mit

$$K_{Di}^I(\vartheta) = E_{b\vartheta} \cdot A_{i\vartheta} = E_{b\vartheta} b d [1 + (n_{s\vartheta} - 1) \cdot (\mu_1 + \mu_2) + (n_{z\vartheta} - 1) \mu_z] \quad (6.70)$$

$$K_{Bi}^I(\vartheta) = E_{b\vartheta} \cdot I_{i\vartheta} = E_{b\vartheta} b d^3 \left[\frac{1}{12} + \zeta^2 + (n_{s\vartheta} - 1) \mu_1 (\eta_{s1} + \zeta)^2 + (n_{s\vartheta} - 1) \mu_2 (\eta_{s2} - \zeta)^2 + (n_{z\vartheta} - 1) \mu_z (\zeta - \eta)^2 \right] \quad (6.71)$$

10. Fall 2: der Betonquerschnitt reißt bei N_r^1 und M_r^1 durch

11. Berechnung der k-Faktoren

$$k_1(\sigma_{s\vartheta z1}^r) = 0,30 \frac{\sigma_{s\vartheta z1}^{r1} - \sigma_{s\vartheta z1}^{(0)}}{\sigma_{s\vartheta z1}^r - \sigma_{s\vartheta z1}^{(0)}} \quad (6.72)$$

$$k_2(\sigma_{s\vartheta z2}^r) = 0,30 \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^{r1} - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{(0)}} \quad (6.73)$$

12. Berechnung der mittleren Stahldehnungen

$$\bar{\epsilon}_{s9z2}^m = \bar{\epsilon}_{s9z2}^r - k_2(\sigma_{s9z2}^r) \frac{\beta_{bz,9}}{E_{s92}(\mu_1 + \mu_2)} \quad (6.74)$$

$$\bar{\epsilon}_{s9z1}^m = \bar{\epsilon}_{s9z1}^r - k_1(\sigma_{s9z1}^r) \frac{\beta_{bz,9}}{E_{s91}(\mu_1 + \mu_2)} \quad (6.75)$$

13. Berechnung der mittleren Gesamtverformungen

$$\kappa_m = \frac{(\epsilon_{s901} + \bar{\epsilon}_{s9z1}^m) - (\epsilon_{s902} + \bar{\epsilon}_{s9z2}^m)}{(\lambda - \beta_1)d} \quad (6.76)$$

$$\epsilon_{mm} = \frac{(\epsilon_{s901} + \bar{\epsilon}_{s9z1}^m) \cdot (0,5 - \beta_2) + (\epsilon_{s902} + \bar{\epsilon}_{s9z2}^m) \cdot (0,5 - \beta_1)}{1 - \beta_1 - \beta_2} \quad (6.77)$$

weitere Berechnung wie zuvor nach Pkt. 8 bis 9

- b) Reine zentrische Zwangbeanspruchung ($M = 0$) von Stahl- und Spannbetonstäben bei eigenspannungsfreier Abkühlung

Zur Berechnung der zentrischen Zwangnormalkraft N_{zw} wird davon ausgegangen, daß die freie Temperaturdehnung ϵ_{m90} des Verbundquerschnitts durch die Zwangnormalkraft über die mittlere Stahldehnung wieder rückgängig gemacht wird. Nach Anlage A2 gilt dann:

$$\epsilon_{zw} = \epsilon_{m90} + \bar{\epsilon}_{s9z}^m \quad (6.78)$$

ϵ_{m90} ergibt sich aus der Lösung gemäß Anlage A7.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug bei zentrischem Zwang läßt sich nach Abschn. 6.2.4.2 wie folgt anschreiben:

$$k(\sigma_{s\vartheta z}^r) = \frac{\sigma_{s\vartheta z}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z}^r} \quad (6.79)$$

$$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r - k(\sigma_{s\vartheta z}^r) \frac{\beta_{bz,\vartheta}}{(\mu_1 + \mu_2) E_{s\vartheta}} \quad (6.80)$$

Ferner gilt für den RiBquerschnitt (DurchriB):

$$N_{zw} = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r [E_{s\vartheta} (\mu_1 + \mu_2) + E_{z\vartheta} \mu_z] bd \quad (6.81)$$

$$\sigma_{s\vartheta z}^r = E_{s\vartheta} \cdot \bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r \quad (6.82)$$

Damit existieren fünf Gleichungen mit den Unbekannten $k(\sigma_{s\vartheta z}^r)$, $\sigma_{s\vartheta z}^r$, $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^m$, $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z}^r$, N_{zw} . Die Lösung des Gleichungssystems ergibt die Zwangnormalkraft

$$N_{zw} = [E_{s\vartheta} (\mu_1 + \mu_2) + E_{z\vartheta} \mu_z] bd \cdot \left[\frac{\epsilon_{zw} - \epsilon_{m\vartheta 0}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\epsilon_{zw} - \epsilon_{m\vartheta 0}}{2} \right)^2 + \frac{\sigma_{s\vartheta z}^{r1} \beta_{bz,\vartheta}}{E_{s\vartheta}^2 (\mu_1 + \mu_2)}} \right] \quad (6.83)$$

ϵ_{zw} ist bei vollständigem Zwang Null. $\sigma_{s\vartheta z}^{r1}$ ermittelt sich nach Anlage A7 im Zustand II aus der Bedingung, daß die Betonspannungen σ_b bei $N_r^1 \beta_{bz,\vartheta}$ erreichen.

Die Dehnsteifigkeit berechnet sich aus

$$K_D = \frac{N_{zw}}{\bar{\epsilon}_{m\vartheta z}} \quad (6.84)$$

$\bar{\epsilon}_{m\vartheta z}$ aus Gl. (6.27) und Lösung in Anlage A7 zur Berechnung freier Temperaturverformungen. Bei vollständigem zentrischen Zwang gilt $\bar{\epsilon}_{m\vartheta z} = \epsilon_{m\vartheta 0}$ (Bild A2).

c) Reine Biegezwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks

Die Berechnung der Biegezwangbeanspruchung bereitet im Vergleich zur Berechnung bei Lastbeanspruchung aus den folgenden Gründen größere Schwierigkeiten:

- Die Zwangsschnittgrößen M_{zw} , N_{zw} sind zunächst unbekannt; die Beanspruchung des Einrißquerschnitts, an die die Betonmitwirkung rechnerisch gekoppelt ist, kann damit nicht von vornherein angegeben werden wie bei der Lastbeanspruchung.
- Die Lage der resultierenden Betonzugkraft kann nicht genau angegeben werden.
- Infolge einseitigen Kälteschocks ist der Querschnitt unmittelbar nach dem Kühlbeginn durch Eigenspannungsrisse vorgeschädigt, so daß eine eindeutige Erstrißbelastung nicht existiert.

Es wird deutlich, daß die Berechnung nur iterativ durchführbar ist und einige vereinfachende Annahmen getroffen werden müssen. Es wird der folgende Berechnungsweg eingeschlagen:

1. Berechnungen und Beobachtungen bei eigenen Versuchen [81] haben ergeben, daß die Eigenspannungsrißbildung bei Stäben aus B 45 nach ca. 0,1 Std. Kühlzeit, bei Stäben aus LB 45 nach ca. 0,5 Std. weitgehend abgeschlossen ist. Nach weiterer Abkühlung entwickeln sich

zunehmend Biegezwangrisse. In Anlehnung an dieses Ergebnis wird die Erstrißstahlspannung $\sigma_{s\varnothing z2}^{r1}$ als die Stahlspannung definiert, die sich im Einrißquerschnitt nach den zuvor angegebenen Kühlzeiten im Zustand II bei vorgegebenem κ_{zw} nach Gl. (6.26) ergibt (s. auch Gl. (6.56)). Die Berechnung wird nach Abschn. 6.2.2 mit der Lösung nach Anlage A5 durchgeführt.

2. Schätzung der Krümmung im Riß κ_r mittels der vorgegebenen mittleren Krümmung κ_m , wobei $\kappa_r < \kappa_m$ (mit Vorzeichen).
3. Berechnung von M_{zw1} , $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^r$, $\sigma_{s\varnothing z2}^r$ für geschätztes κ_r im Zustand II nach Anlage A5.
4. Berechnung des k-Faktors zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung

$$k(\sigma_{s\varnothing z2}^r) = 0,037 \frac{\sigma_{s\varnothing z2}^r - \sigma_{s\varnothing z2}^{r1}}{\sigma_{s\varnothing z2}^r} \quad (6.85)$$

5. Berechnung der mittleren Stahldehnung

$$\bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^m = \bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^r - k(\sigma_{s\varnothing z2}^r) \cdot \frac{\beta_{bz,\vartheta}}{E_{s\varnothing 2} \cdot \mu_2} \quad (6.86)$$

mit $\beta_{bz,\vartheta}$ = TT-Betonzugfestigkeit nach Abschn. 6.2.2

$E_{s\varnothing 2}$ = Stahl-E-Modul unter Berücksichtigung der aktuellen TT zum betrachteten Kühlzeitpunkt (Gl. 3.1)

6. Berechnung von M_{zw2} unter Berücksichtigung der Betonmitwirkung

Die resultierende mittlere Betonzugkraft Z_{bz}^m läßt sich aus der Bedingung ableiten, daß der Differenzbetrag aus der Stahlzugkraft Z_{s2}^r im Riß und der mittleren Stahlzugkraft Z_{s2}^m (Bild 6.34) als Zug vom

Beton aufgenommen werden muß. Die mittlere Betonzugkraft berechnet sich damit zu

$$Z_{bz}^m = (\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m) E_{s\vartheta z2} \mu_2 b d \quad (6.87)$$

Das allgemeine Gleichungssystem nach Gl.n. (6.1) bis (6.21) läßt sich nun umschreiben, indem in den Ableitungen $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}$ durch $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m$ nach Gl. (6.86) ersetzt und Z_{bz} nach Gl. (6.87) im Kräfte- und Momentengleichgewicht (Gl.n. 6.20, 6.21) berücksichtigt wird. Die genaue Lage von Z_{bz}^m im Querschnitt ist nicht bekannt; es kann allerdings davon ausgegangen werden, daß der innere Hebelarm zwischen Z_{bz}^m und der Stahlzugkraft vergleichsweise klein ist [71]. Der Momentenanteil $Z_{bz}^m \cdot a$ in Gl. (6.21) kann damit vernachlässigt werden. Damit läßt sich die Berechnung von M_{zw2} unter der Berücksichtigung der Betonmitwirkung auf die Lösung in Anlage A5 im Zustand II zurückführen. Für κ in Gl. (6.26) ist die mittlere Krümmung κ_m einzusetzen.

7. Berechnung von $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r$, $\sigma_{s\vartheta z2}^r$ im RiB für M_{zw2} gemäß der Lösung in Anlage A7. Dieser Rechenschritt beinhaltet, daß das Moment im RiB-querschnitt gleich dem mittleren Moment nach Pkt. 6 ist.
8. Mit $\sigma_{s\vartheta z2}^r$ nach Pkt. 7 läßt sich ein neuer k-Faktor berechnen, der mit dem k-Faktor aus der ersten Schätzung zu vergleichen ist. Die Rechenschritte 5 bis 8 sind so lange zu wiederholen, bis sich k nur noch unwesentlich ändert.
9. Berechnung der Biegesteifigkeit

$$K_B = \frac{M_{zw}}{\bar{\kappa}_{\vartheta z}} \quad (6.88)$$

mit $\bar{\kappa}_{\vartheta z}$ nach Gl. (6.26) und der Lösung in Anlage A7 zur Berechnung freier Temperaturverformungen.

Im Falle des vollständigen Biegezwangs gilt $\bar{\kappa}_{\vartheta z} = -\kappa_{\vartheta 0}$ (Anlage A2), d.h. das Biegezwangsmoment muß gerade so groß sein, daß die von ihm hervorgerufene mittlere Krümmung die freie Krümmung $\kappa_{\vartheta 0}$ aufhebt.

- d) Biegezwangbeanspruchung und zentrische Zwangbeanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks

Fall 1: der Betonquerschnitt reißt ein

1. Berechnung der Erstrißstahlspannung $\sigma_{s\vartheta z 2}^{r1}$ im Zustand II nach Abschn. 6.2.1.1;

Kühlzeiten: $t = 0,1$ Std. bei B 45

$t = 0,5$ Std. bei LB 45

2. Berechnung von $\bar{\varepsilon}_{s\vartheta z 2}^m$ für vorgegebene κ_m , ε_{mm} (Gln. 6.26, 6.27) sukzessiv aus Gln. (6.5, 6.6, 6.8, 6.2), wobei in Gl. (6.2) $\bar{\varepsilon}_{s\vartheta z 2} = \bar{\varepsilon}_{s\vartheta z 2}^m$ zu setzen ist.

3. k-Faktor schätzen (Bild 6.37)

4. Berechnung der Stahldehnung im Riß

$$\bar{\varepsilon}_{s\vartheta z 2}^r = \bar{\varepsilon}_{s\vartheta z 2}^m + k \frac{\beta_{bz, \vartheta}}{E_{s\vartheta 2} \mu_2} \quad (6.89)$$

5. Ansatz der mittleren Betonzugkraft nach Gl. (6.87)

6. Berechnung von M_{zw1} und N_{zw1} unter der Berücksichtigung der Betonmitwirkung entsprechend Abschn. 6.2.1.1 (Zustand II); z_{bz}^m geht dabei in Gl. (6.20) ($\Sigma H = 0$) ein.

7. Berechnung von $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^r$, $\sigma_{s\varnothing z2}^r$ im Riß für M_{zw1} und N_{zw1} nach Anlage A7.
8. Berechnung eines verbesserten k-Faktors nach Gl. (6.85), wobei $\sigma_{s\varnothing z2}^r$ nach Pkt. 7 einzusetzen ist. Verbesserten k-Faktor mit Schätzwert nach Pkt. 3 vergleichen.
9. Bei größerer Abweichung die Rechenschritte von Pkt. 5 bis 8 mit k_{neu} wiederholen.
10. Berechnung von Biege- und Dehnsteifigkeit nach Gln. (6.88) und (6.84)

Fall 2: der Betonquerschnitt reißt durch

1. Berechnung der Erstrißstahlspannungen $\sigma_{s\varnothing z1}^{r1}$ und $\sigma_{s\varnothing z2}^{r1}$ nach Abschn. 6.2.1.1 für den Kühlzeitpunkt, zu dem der Betonquerschnitt erstmals durchreißt.
2. Berechnung von $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z1}^m$ und $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^m$ für vorgegebene κ_m , ϵ_{mm} (Gln. (6.26, 6.27) sukzessiv aus Gln. (6.5, 6.6, 6.8, 6.2, 6.7, 6.1)), wobei in Gl. (6.1) $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z1} = \bar{\epsilon}_{s\varnothing z1}^m$ und in Gl. (6.2) $\bar{\epsilon}_{s\varnothing z2} = \bar{\epsilon}_{s\varnothing z2}^m$ zu setzen ist.
3. Schätzen der k-Faktoren für die Bewehrungslagen 1 und 2 (Bild 6.35)
4. Berechnung der Stahldehnungen im Riß

$$\bar{\epsilon}_{s\varnothing z1}^r = \bar{\epsilon}_{s\varnothing z1}^m + k_1 \frac{\beta_{bz,9}}{E_{s\varnothing 1} \cdot \mu_1} \quad (6.90)$$

$$\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r = \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m + k_2 \frac{\beta_{bz,9}}{E_{s\vartheta z2} \cdot \mu_2} \quad (6.91)$$

5. Ansatz der mittleren Gesamtzugkraft des Betons:

$$Z_{bz}^m = [(\bar{\epsilon}_{s\vartheta z1}^r - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z1}^m) E_{s\vartheta z1} \mu_1 + (\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r - \bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^m) E_{s\vartheta z2} \mu_2] b d \quad (6.92)$$

6. Berechnung von M_{zw1} und N_{zw1} unter der Berücksichtigung der Betonmitwirkung entsprechend Abschn. 6.2.1.1 (Zustand II, in allen Betonlamellen $E_{b\vartheta} = 0$, $V = 0$). Z_{bz}^m geht dabei in Gl. (6.20) ($\Sigma H = 0$) und Gl. (6.21) ($\Sigma M = 0$) ein. Die genaue Lage von Z_{bz}^m im Querschnitt ist nicht bekannt; es kann näherungsweise davon ausgegangen werden, daß im Falle des Durchrisses Z_{bz}^m in Querschnittsmitte angreift (Bild 6.34).

7. Berechnung von $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z1}^r$, $\sigma_{s\vartheta z1}^r$, $\bar{\epsilon}_{s\vartheta z2}^r$, $\sigma_{s\vartheta z2}^r$ im RiB für M_{zw1} und N_{zw1} nach Anlage A7

8. Berechnung der verbesserten k-Faktoren entsprechend Gl. (6.53)

$$k_1(\sigma_{s\vartheta z1}^r) = \frac{\sigma_{s\vartheta z1}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z1}^r} \quad (6.93)$$

$$k_2(\sigma_{s\vartheta z2}^r) = \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r} \quad (6.94)$$

9. Vergleich von k_1 und k_2 mit ersten Schätzwerten; evtl. sind weitere Iterationsschritte erforderlich.

10. Berechnung von Biege- und Dehnsteifigkeit nach Gl.n. (6.88, 6.84)

6.2.4.4 M- κ - und N- ε -Diagramme bei Last- und Zwangbeanspruchung

Im folgenden werden beispielhaft einige M- κ - und N- ε -Diagramme für last- und zwangbeanspruchte Stäbe vorgestellt. Aus der Vielzahl der möglichen Baustoff- und Beanspruchungsparameter können im Rahmen dieser Arbeit nur wenige berücksichtigt werden. Es werden M- κ - und N- ε -Diagramme ausschließlich für lastbeanspruchte (Biegung, Biegung und Normalkraft) Stahl- und Spannbetonstäbe bei stationärer Temperatur ($\vartheta = + 20, - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$) entwickelt und für Stäbe, die infolge einseitigen Kälteschocks sowohl biege- als auch zentrisch gezwängt werden. Es wird der Einfluß einer baupraktischen Vorspannung von $V/bd = - 3, - 6 \text{ N/mm}^2$ sowie bei den gezwängten Stäben der Einfluß unterschiedlicher Einspanngrade auf die Zwangbeanspruchung untersucht. Die Bewehrungsgrade betragen $\mu_1 = \mu_2 = 0,35$ bzw. $0,75 \%$. Die Baustoffe sind versiegelter B 45 und LB 45, um den Einfluß des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens bei TT aufzuzeigen. Die Bauteildicken betragen in der Praxis im allgemeinen in Normalbereichen ca. 40 bis 70 cm, im Bereich der Fuß einspannung an Vouten ca. 70 bis 100 cm (s. LNG-Behälter Wilhelms-haven). Die Bauteildicke wurde in der folgenden Auswertung einheitlich zu $d = 70 \text{ cm}$ gewählt. Die Berechnung der instationären Temperaturfelder infolge einseitigen Kälteschocks erfolgt in Hinblick auf die Lagerung von LNG unter der Annahme einer Kühlmittel-Eigentemperatur von $\vartheta = - 165 \text{ }^{\circ}\text{C}$ nach Abschn. 5.

a) Lastbeanspruchung

In den Bildern 6.38 bis 6.44 sind die M- κ -Linien sowie die Entwicklung der Biegesteifigkeit für lastbeanspruchte Stäbe bei Berücksichtigung der Betonmitwirkung nach Abschn. 6.2.4.3 dargestellt. Die Beanspruchung, Verformung und Biegesteifigkeit sind in bezogener Form aufge-

tragen. Zusätzlich ist in den Darstellungen die auf die Querschnittsdicke bezogene Einrißtiefe bei Erreichen der Streckgrenze mit aufgenommen.

Die Entwicklung von Krümmung und Biegesteifigkeit mit zunehmender Biegebeanspruchung läßt sich prinzipiell wie folgt beschreiben: Die M - κ -Linie ist im Zustand I linear. Im Rißbildungsbereich nimmt die Krümmung mit zunehmender Biegebeanspruchung progressiv zu. Nach dem Überschreiten der Streckgrenze ist noch ein geringfügiger Beanspruchungszuwachs zu verzeichnen, bis schließlich das rechnerische Bruchmoment (hier nicht dargestellt) erreicht wird. Die folgenden Ausführungen fassen den Einfluß unterschiedlicher Parameter auf den Verlauf der M - κ -Linien und der Biegesteifigkeit zusammen.

Einfluß tiefer Temperaturen

Der Anstieg der M - κ -Linien im Zustand I ist bei TT steiler als bei RT (vgl. Bilder 6.38, 6.40). Die Ursache hierfür liegt im größeren TT-E-Modul von Beton und Stahl. Das Erstrißbiegemoment liegt bei TT deutlich über dem bei RT, hervorgerufen durch die größere TT-Betonzugfestigkeit und die Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs bei TT. Die mittlere Krümmung ist im Rißbildungsbereich bei gleicher Biegebeanspruchung umso kleiner, je tiefer die Temperatur ist. Dies ist auf den größeren TT-Stahl-E-Modul (Gl. 3.1), TT-Beton-E-Modul (Druckzone), auf die größere TT-Betonzugfestigkeit (Gl. 2.12) und die höhere Verbundgüte (Abschn. 4) bei TT zurückzuführen. TT wirken sich auf den qualitativen Kurvenverlauf der M - κ -Linien im Rißbildungsbereich bei Stahlbetonstäben (B 45, $V = 0$) nur unwesentlich aus (Bilder 6.39, 6.40). Dagegen ist bei Stahlleichtbetonstäben (LB 45, $V = 0$) die M - κ -Linie im Rißbildungsbereich bei RT "nach unten" gekrümmt, bei TT "nach oben" (Bild 8.5); die M - κ -Linie rückt im Rißbildungsbereich bei TT allmählich von der Linie für Zustand I ab, bei RT dagegen progressiv. Dies ist auf die unterschiedliche Entwicklung der Zugzonenhöhe von vorgespannten und nicht vorgespannten Stäben bei zunehmender Biegebeanspruchung zurückzuführen. Bei $V = 0$ stellt sich unmittelbar nach der Erstrißbildung die endgültige Zugzone und damit nahezu auch

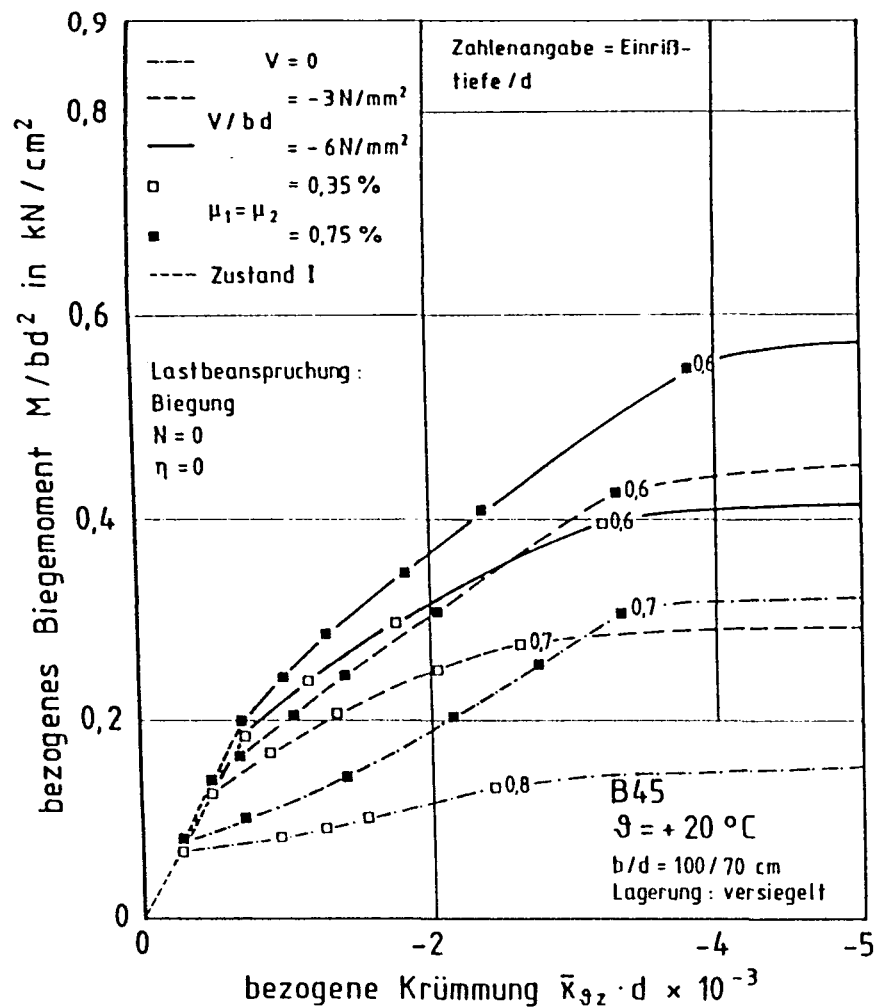


Bild 6.38: Berechnete M- κ -Linien für reine Biegung für Stahl- und Spannbetonstäbe aus B 45 bei $\theta = + 20^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der Vorspannung und vom Bewehrungsgrad (Lastbeanspruchung)

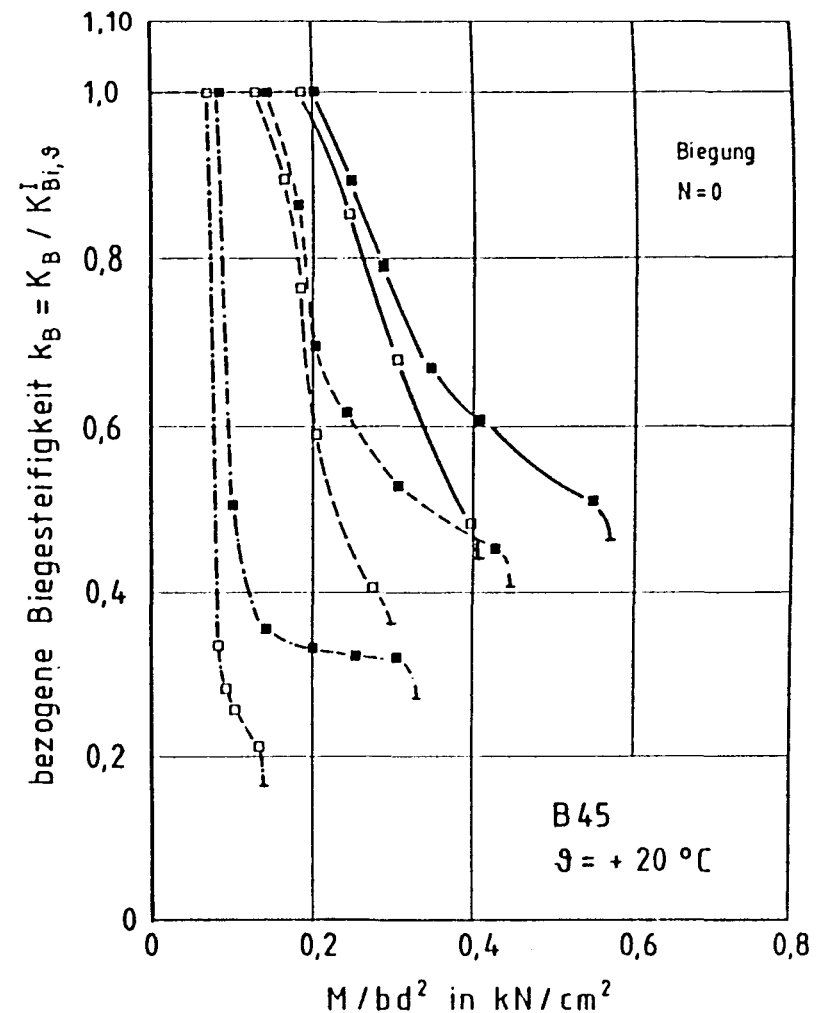


Bild 6.39: Bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad für Stahl- und Spannbetonstäbe aus B 45 bei $\theta = + 20^\circ\text{C}$ (Lastbeanspruchung); Einfluß von Vorspannung und Bewehrungsgrad bei reiner Biegung

die maximale Einrißtiefe ein. Bei Vorspannung nehmen die beim Rißbeginn kleine Zugzone und die entsprechend kleine Einrißtiefe mit wachsendem Biegemoment kontinuierlich zu. Die Vorspannung von Stahlleichtbetonstäben ($V = 0$) bei TT resultiert aus der Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs; der Selbstvorspanngrad von LB 45 beträgt bei mittleren Bewehrungsgraden ca. $- 2,5$ bis $- 3,5 \text{ N/mm}^2$. Bei der geringeren Selbstvorspannung von ca. $- 1 \text{ N/mm}^2$ des B 45 ist die allmähliche Einrißtiefenentwicklung nach den eigenen Auswertungen nicht so deutlich. Entsprechend beträgt die Einrißtiefe eines Stahlbetonstabes ($V = 0$) aus B 45 bei RT und TT und die Einrißtiefe bei LB 45 bei RT bei Erreichen der Streckgrenze ca. $0,8 d$ bei einem Bewehrungsgrad von $\mu_1 = \mu_2 = 0,75 \%$. Bei der Verwendung von LB 45 beträgt die Einrißtiefe bei TT nur ca. $0,6 d$, obwohl das Biegemoment bei Erreichen der Streckgrenze bei TT deutlich größer ist als bei RT.

Die Auswirkung der unterschiedlichen Einrißtiefenentwicklung auf die Biegesteifigkeitsentwicklung im Rißbildungsbereich geben die Bilder 6.39, 6.41 und 6.43 wieder. Die Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben ($V = 0$) aus LB 45 fällt bei TT infolge der höheren Selbstvorspannung im Rißbildungsbereich nicht so rapide ab wie die Biegesteifigkeit von Stäben ohne bzw. kleinerer Selbstvorspannung. Die auf den Zustand I bezogene Biegesteifigkeit von Stahlbetonstäben aus B 45 beträgt je nach Bewehrungsgrad bei RT ca. $0,2$ bis $0,3$, bei TT ca. $0,15$ bis $0,25$ (Bilder 6.39, 6.41). Bei der Verwendung von LB 45 ergeben sich bei TT infolge der geringeren Einrißtiefe deutlich größere Werte von ca. $0,3$ bis $0,45$ (Bild 6.43).

Einfluß der Betongüte (B 45, LB 45)

Der Anstieg der M - κ -Linie im Zustand I bei TT ist infolge des höheren TT-Beton-E-Moduls bei der Verwendung von B 45 deutlich steiler als bei der Verwendung von LB 45 (Bilder 6.40, 6.42). Bei kleinen Bewehrungsgraden liegt das TT-Erstrißmoment von LB 45 deutlich unter dem von B 45. Die Ursache hierfür liegt in der gegenüber B 45 deutlich geringeren Betonzugfestigkeit von LB 45 bei TT. Bei größeren Bewehrungsgraden und zusätzlicher äußerer Vorspannung übertrifft das TT-Erstrißmo-

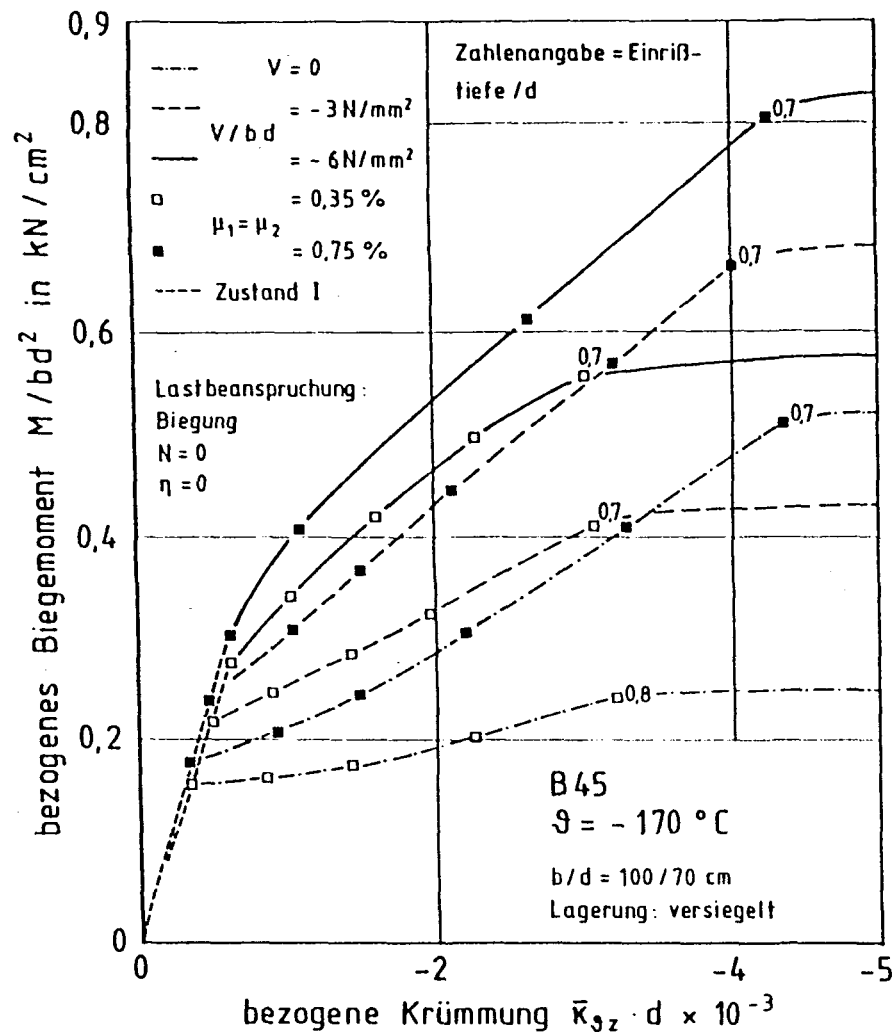


Bild 6.40: Berechnete M-κ-Linien für reine Biegung für Stahl- und Spannbetonstäbe aus B 45 bei $\theta = -170^\circ \text{C}$ in Abhängigkeit von der Vorspannung und vom Bewehrungsgrad (Lastbeanspruchung)

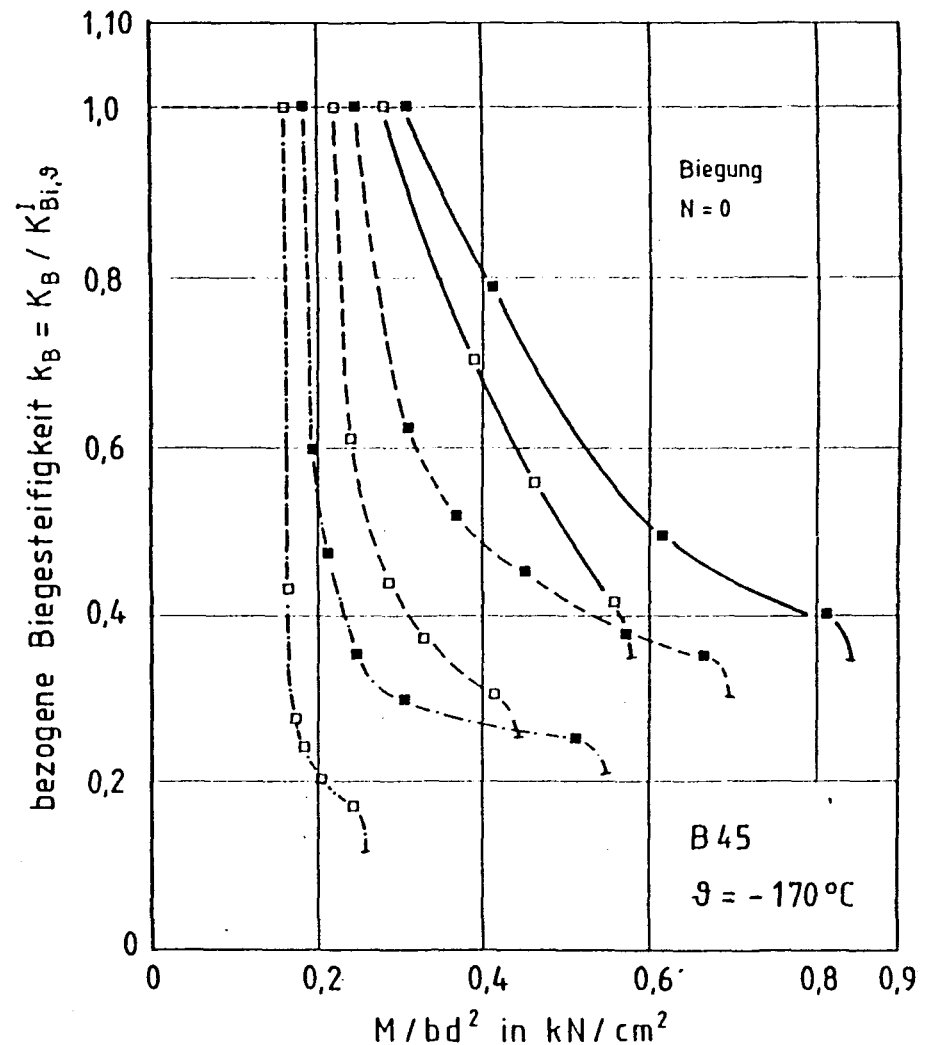


Bild 6.41: Bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad für Stahl- und Spannbetonstäbe aus B 45 bei $\theta = -170^\circ \text{C}$ (Lastbeanspruchung); Einfluß von Vorspannung und Bewehrungsgrad bei reiner Biegung

ment von LB 45 das von B 45. Dies ist auf das nahezu lineare Anwachsen der Selbstvorspannung mit zunehmendem Bewehrungsgrad (Bewehrungsstahl + Spannstahl) bei TT zurückzuführen. Die absolute TT-Biegesteifigkeit von LB 45 ist im Rißbildungsbereich kleiner als die von B 45; sie fällt aber größer aus als es das Verhältnis der E-Moduli von LB 45 zu B 45 erwarten läßt. Da die Verbundqualitäten beider Betone nach Abschn. 4 bei TT nahezu gleich sind, liegt die Begründung in der unterschiedlichen Entwicklung der Einrißtiefe von B 45 und LB 45 bei TT.

Einfluß der Vorspannung

Eine äußere Vorspannung erhöht bei RT und TT das Erstrißmoment (Bilder 6.38, 6.40, 6.42). Bei TT beteiligt sich die Vorspannbewehrung unter der Annahme des unverschieblichen Verbundes (s. Abschn. 6.2.1) am Aufbau des inneren thermischen Zwangs. Die Biegesteifigkeit wächst im Rißbildungsbereich bei RT und TT mit zunehmender äußerer Vorspannung. Die äußere Vorspannung sorgt wie die Selbstvorspannung für ein kontinuierliches Einreißen des Querschnitts. Die M- κ -Linie verläuft bei Vorspannung im Rißbildungsbereich "nach oben" gekrümmt. Die maximale Einrißtiefe bei Erreichen der Streckgrenze wird durch die Vorspannung reduziert. Die Bilder 6.39, 6.41 und 6.43 zeigen, daß die Biegesteifigkeit im Rißbildungsbereich umso langsamer abgebaut wird, je höher die äußere Vorspannung ist.

Einfluß des Bewehrungsgrades

Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades bewirkt bei RT und TT nur geringfügig größere Biegesteifigkeiten im Zustand I. Bei TT steigert ein zunehmender Bewehrungsgrad infolge der Selbstvorspannung das Erstrißmoment. Im Rißbildungsbereich wird die Biegesteifigkeit mit zunehmendem Bewehrungsgrad bei TT deutlich mehr erhöht als bei RT (Bilder 6.39, 6.41, 6.43). Dies ist wiederum auf die veränderte Entwicklung der Einrißtiefe bei wachsender Biegebeanspruchung bei TT zurückzuführen.

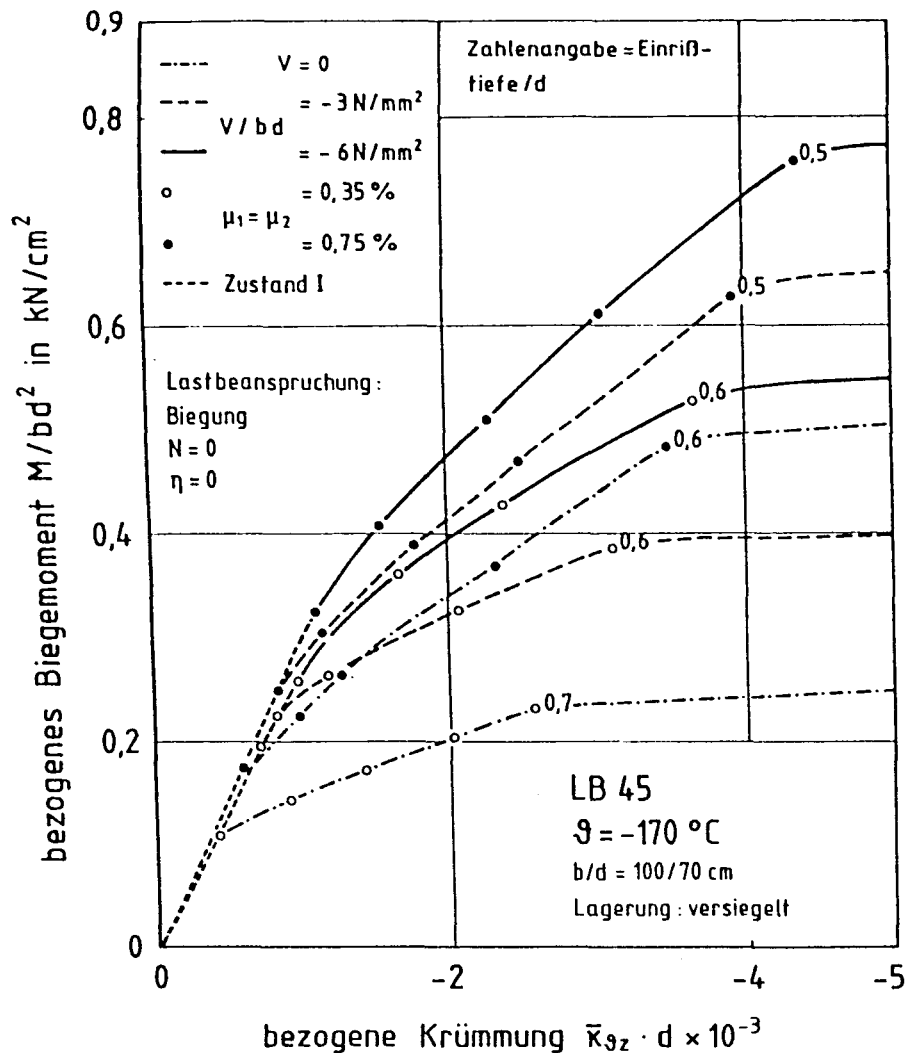


Bild 6.42: Berechnete $M-\kappa$ -Linien für reine Biegung für Stahl- und Spannbetonstäbe aus LB 45 bei $\theta = -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der Vorspannung und vom Bewehrungsgrad (Lastbeanspruchung)

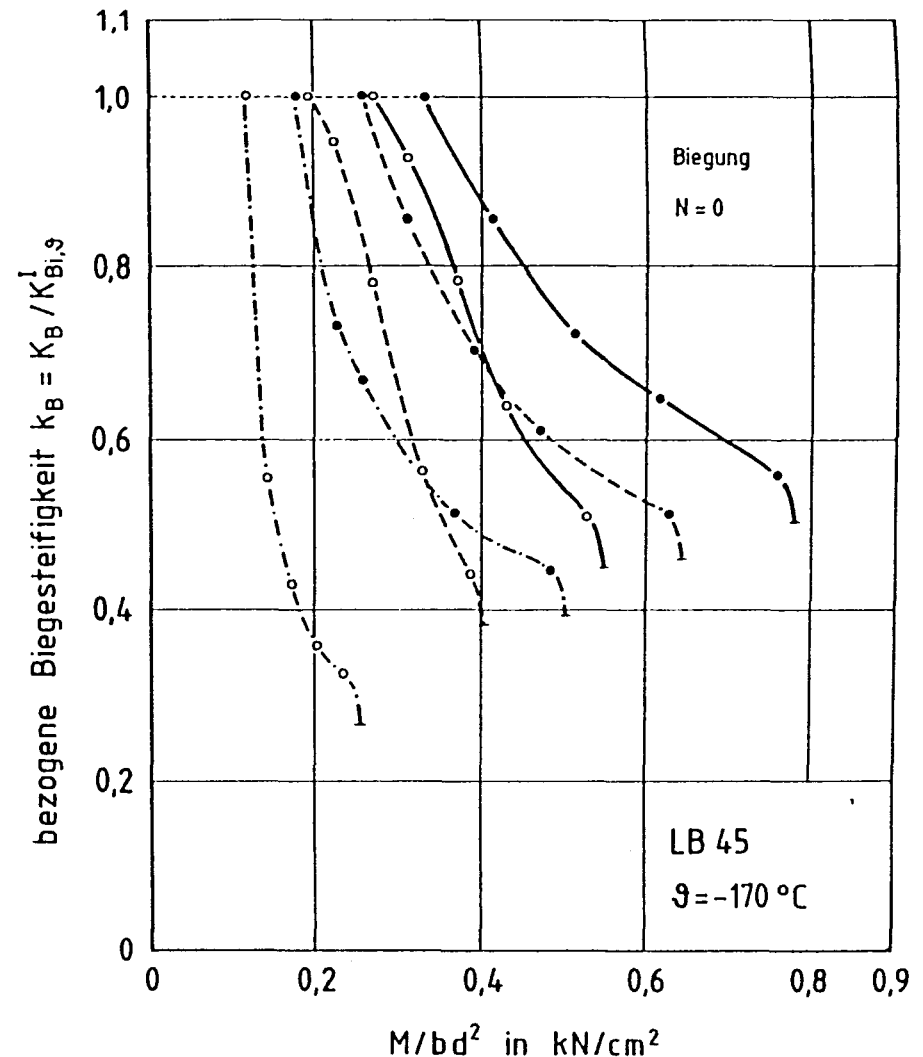


Bild 6.43: Bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad für Stahl- und Spannbetonstäbe aus LB 45 bei $\theta = -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der Vorspannung und vom Bewehrungsgrad (Lastbeanspruchung)

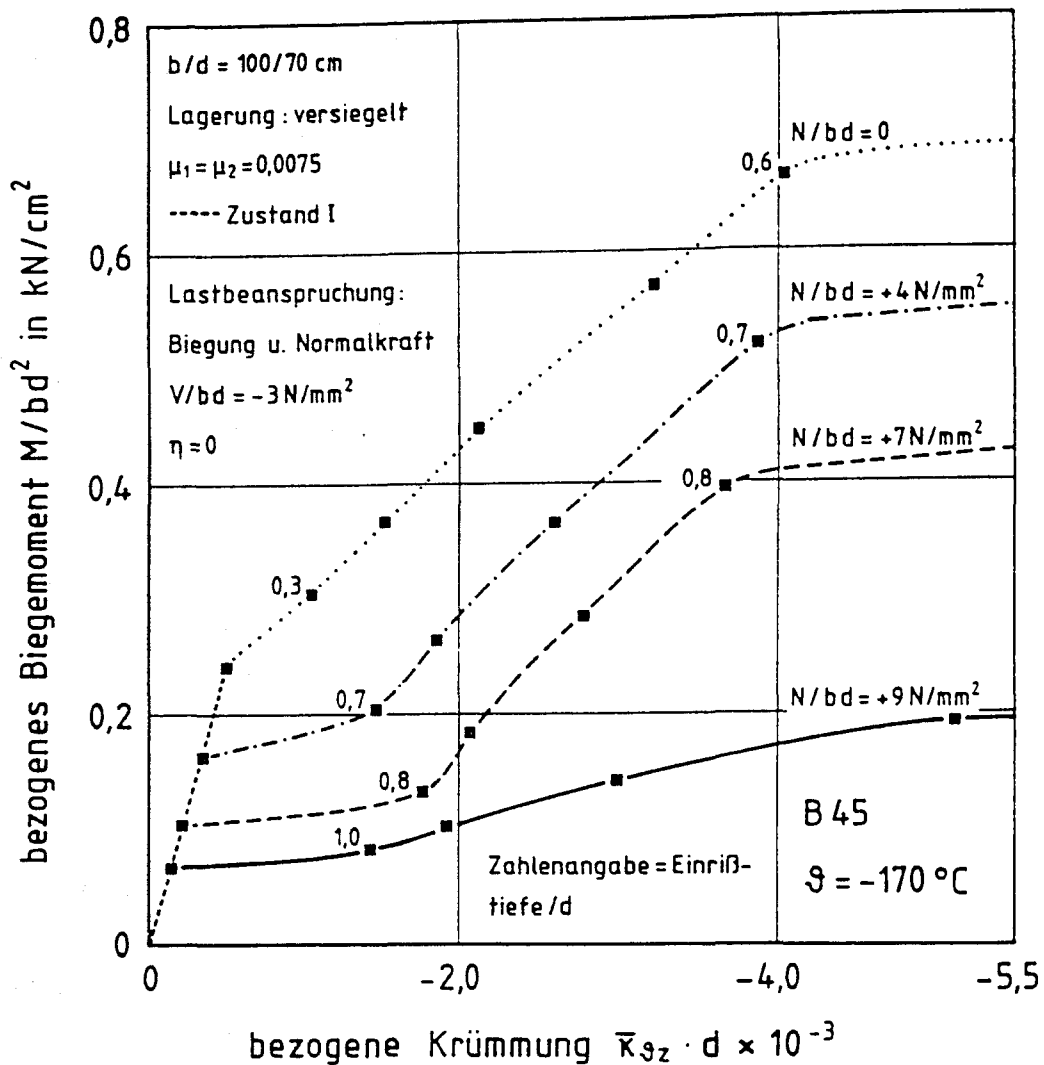


Bild 6.44: Berechnete M- κ -Linien für einen Spannbetonstab aus B 45 bei $\theta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von einer Normalkraft (Lastbeanspruchung)

Einfluß einer Normalkraft

Das Bild 6.44 zeigt M- κ -Linien eines Spannbetonstabes aus B 45 bei $\theta = -170 \text{ }^\circ\text{C}$ für unterschiedliche bezogene Normalkräfte (Zug). Wachsende Normalkräfte mindern das Erstrißmoment. Im Rißbildungsbereich sind die mittleren Krümmungen umso größer, je höher die Normalkraft

ist. Dies ist im wesentlichen auf die mit steigender Normalkraft zunehmende Einrißtiefe zurückzuführen. Bei einer bezogenen Normalkraft von $+ 9 \text{ N/mm}^2$ erfolgt bei der Erstrißbildung der Durchriß. Die mittleren Krümmungen wachsen im Falle des Durchrisses mit zunehmender Biegebeanspruchung rapide. Das bei Erreichen der Streckgrenze der Biegezugbewehrung wirkende Biegemoment wird durch zusätzlich angreifende Normalkräfte erheblich gesenkt.

b) Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks

Die Bilder 6.45 bis 6.51 zeigen beispielhaft einige M - κ - und N - ε -Linien sowie die Entwicklung von Biege- und Dehnsteifigkeit infolge Zwangbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock. Die Zwangsschnittgrößen, Zwangverformungen und Steifigkeiten sind in bezogener Form aufgetragen. Zur Berechnung der Zwangsschnittgrößen werden die Zwangdehnung $\bar{\varepsilon}_{m\vartheta Z}$ und die Zwangkrümmung $\bar{\kappa}_{\vartheta Z}$ (s. Anlage A2) benötigt, um die die freien Verformungen $\varepsilon_{m\vartheta 0}$ und $\kappa_{\vartheta 0}$ je nach Zwängung ganz oder teilweise durch die Zwangsschnittgrößen rückgängig gemacht werden. Da Versuchsergebnisse zu den freien Verformungen infolge einseitigen Kälteschocks fehlen, müssen diese vor der Ermittlung der Zwangsschnittgrößen berechnet werden. Dies erfolgt nach Abschn. 6.2.1.3. Die eigenen Untersuchungen von einseitig kältegeschockten Stahlbetonstäben [81] haben ergeben, daß sich die Zwangsschnittgrößen bei Berücksichtigung der Betonmitwirkung nur unwesentlich von den im Zustand II ermittelten Zwangsschnittgrößen unterscheiden (s. Bilder 8.10 bis 8.12). Wie schon zuvor erwähnt, ist dies auf die unmittelbar nach dem Kühlbeginn einsetzende Eigenspannungsrißbildung zurückzuführen, die den Verbund und die mitwirkende Betonzugfläche auf der gesamten Stablänge schädigt. Bereichsweise ungerissene Stababschnitte mit hier später einsetzender schlagartiger Zwangrißbildung gibt es nicht.

Aus diesem Grunde werden die Zwangsschnittgrößen für vorgegebene Zwangverformungen ($\bar{\kappa}_{\vartheta Z}$; $\bar{\varepsilon}_{m\vartheta Z}$) im nackten Zustand II berechnet (s. Abschn. 6.2). Damit lassen sich zusätzliche aufwendige Iterationsprozesse zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung nach Abschn. 6.2.4.3 vermeiden. Die Steifigkeitsentwicklung wird während der Zwangbeanspruchung wesentlich durch die Entwicklung der Einrißtiefe sowie durch die

Versteifung der Baustoffe infolge der Abkühlung bestimmt. Zum besseren Verständnis der M - κ - und N - ε -Linien wird in den Darstellungen die auf die Bauteildicke bezogene Einrißtiefe angegeben. Die Auswertung wird für einige wesentliche Parameter durchgeführt.

Einfluß der Betongüte (B 45, LB 45) und des Bewehrungsgrades auf die reine Biegezwangbeanspruchung ($N_{zw} = 0$) infolge einseitigen Kälteschocks bei vollständigem Biegezwang ($\bar{\kappa}_{\vartheta z} = - \kappa_{\vartheta 0}$)

Die M - κ -Linien von B 45 und LB 45 unterscheiden sich grundsätzlich (Bild 6.45). Der Spannbetonstab aus B 45 reißt unmittelbar nach dem Kühlbeginn ein. Ein Zustand I mit einem linearen Anstieg der M - κ -Linie existiert nicht. Mit zunehmender Zwangkrümmung und wachsender Einrißtiefe nimmt das Biegezwangmoment zunächst immer langsamer zu, bis schließlich das Maximum der freien Krümmung (Bild 6.4) als Zwangantrieb erreicht wird. Der nun fehlende Zwangantrieb bewirkt, wie zu erwarten, ein abnehmendes Biegezwangmoment, quasi eine Entlastung des Spannbetonstabes. Die Biegezwangmomente der "Entlastungsphase" liegen allerdings über den Werten der "Belastungsphase". Die Ursache hierfür liegt in der Versteifung der Baustoffe mit zunehmender Abkühlung. Die M - κ -Linie für einen Spannbetonstab aus LB 45 ist dagegen nahezu linear; eine Entlastungsphase gibt es nicht, da der Zwangantrieb $\kappa_{\vartheta 0}$ nach Bild 6.4 während der Abkühlung laufend ansteigt. Infolge der relativ hohen Selbstvorspannung reißt der Spannleichtbetonstab nur um ca. 0,2 d ein. Der trotz Einreißen des Querschnitts vorhandene nahezu lineare Anstieg der M - κ -Linie ist auf die Versteifung der Baustoffe infolge der Abkühlung zurückzuführen. Das Bild 6.46 zeigt die Entwicklung der auf den RT-Wert im Zustand I bezogenen Biegesteifigkeit in Abhängigkeit vom Biegezwangmoment. Die Biegesteifigkeit nimmt bei der Verwendung von B 45 in der "Belastungsphase" zunächst deutlich ab; nach dem Abbau des Biegezwangs nimmt die Biegesteifigkeit bei unveränderlicher Einrißtiefe infolge der Baustoffversteifung wieder zu. Bei der Verwendung von LB 45 ist die prozentuale Änderung der Biegesteifigkeit vergleichsweise klein. Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades bewirkt, wie zu erwarten, eine größere Biegesteifigkeit und damit auch größere Biegezwangmomente.

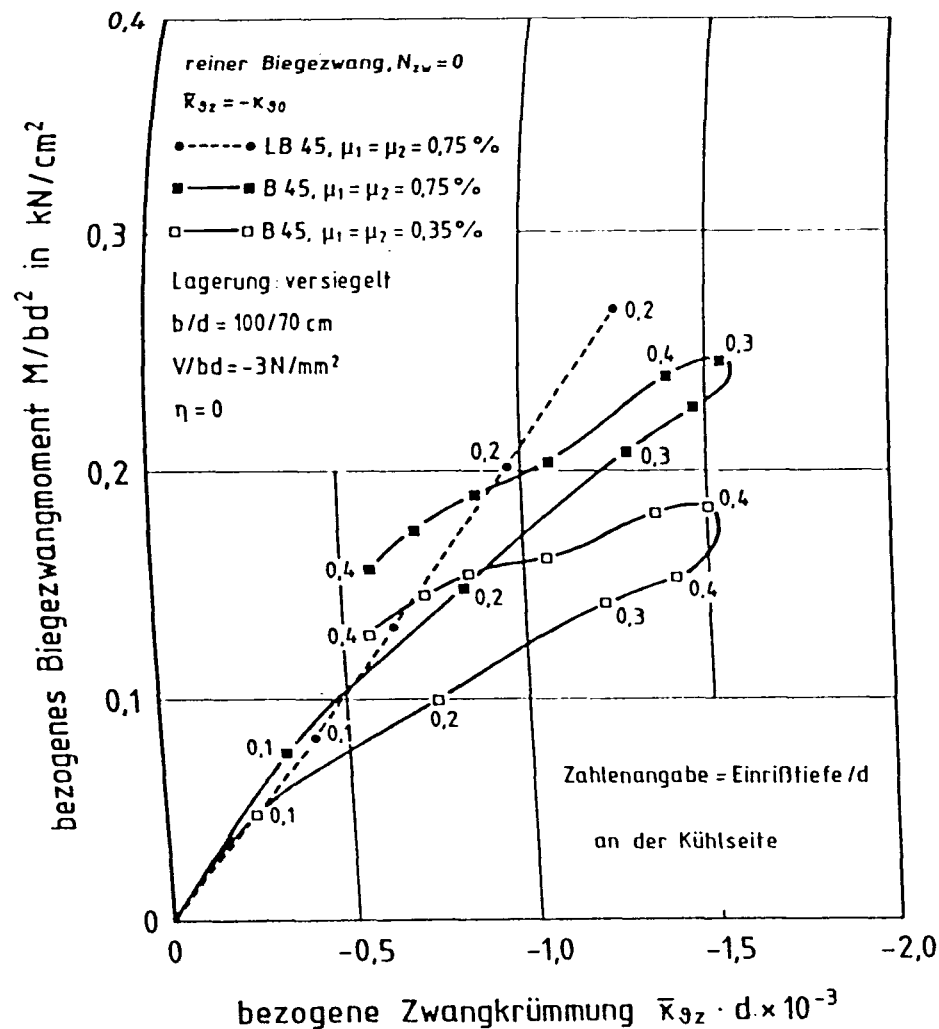


Bild 6.45: Berechnete M - κ -Linien für reine Biegezwangbeanspruchung ($N_{zw} = 0$) eines Spannbetonstabes infolge einseitigen Kälteschocks; Einfluß der Betongüte und des Bewehrungsgrades

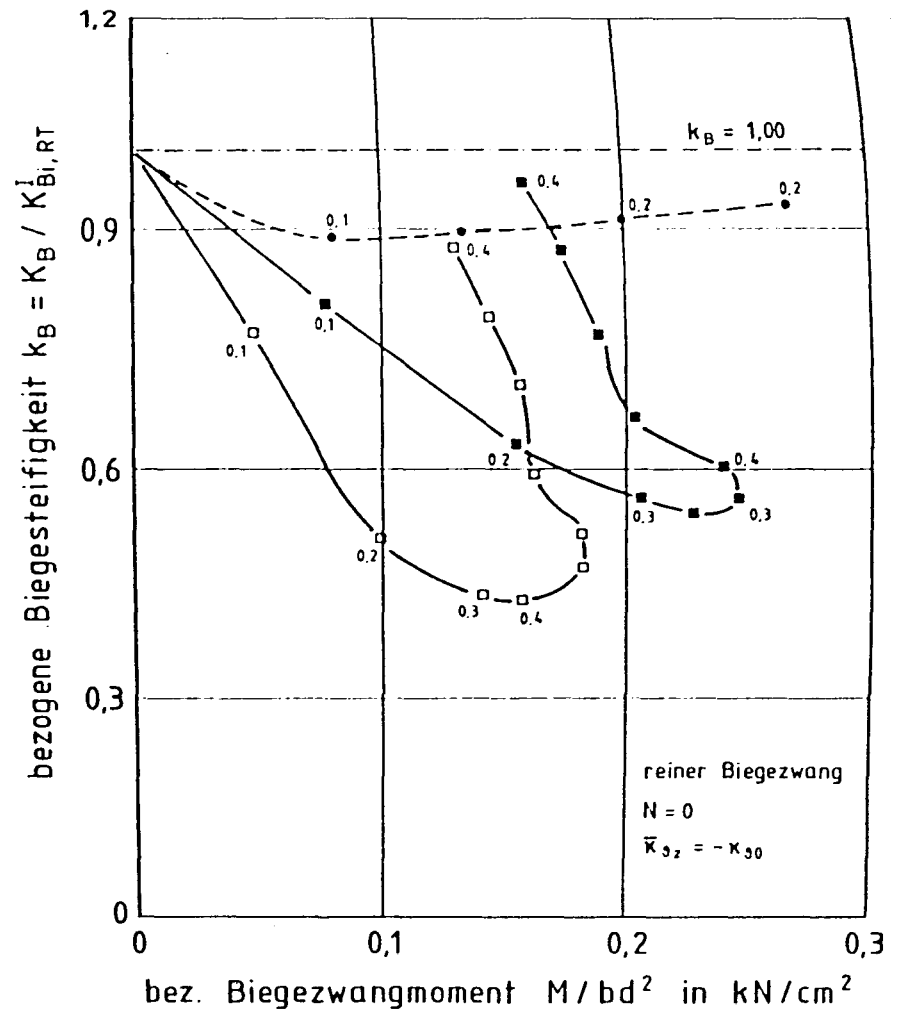


Bild 6.46: Berechnete bezogene Biegesteifigkeit in Abhängigkeit von der Biegezwangbeanspruchung ($N_{zw} = 0$) infolge einseitigen Kälteschocks; Einfluß der Betongüte und des Bewehrungsgrades

Einfluß der Vorspannung bei vollständiger Biegezwängung

Das Bild 6.47 zeigt die Entwicklung des Biegezwangmoments für einen Stahlbetonstab ($V = 0$) und einen Spannbetonstab ($V/bd = - 3 \text{ N/mm}^2$) aus B 45. Das Biegezwangverhalten des Spannbetonstabes wurde schon im Abschnitt zuvor behandelt. Bei nicht vorgespannten Stäben resultieren bei der maximalen Zwangkrümmung größere Einrißtiefen an der Kühlseite als bei den vorgespannten Stäben. Der Stahlbetonquerschnitt ist weicher als der Spannbetonquerschnitt. Bei wieder fallendem Zwangantrieb liegen die Biegezwangmomente von Stahlbetonstäben unterhalb der Werte für den Zwangaufbau.

Einfluß von zentrischem Zwang auf die Biegezwangbeanspruchung von Spannbetonstäben aus B 45

Die Auswertung im Bild 6.48 ist für vollständigen Biegezwang ($\bar{\kappa}_{\vartheta Z} = - \kappa_{\vartheta 0}$) bei gleichzeitigem teilweise zentrischen Zwang für $\bar{\varepsilon}_{m\vartheta Z} = - 0,5 \varepsilon_{m\vartheta 0}$ vorgenommen. Das Biegezwangmoment ist bis nahe zu seinem Maximum weitgehend unabhängig von einer zusätzlichen Zwangnormalkraft. Dies ist auf die unterschiedliche zeitliche Entwicklung des Zwangantriebs aus der Krümmung und Mittendehnung infolge einseitigen Kälteschocks zurückzuführen. Der Zwangantrieb aus der Krümmung entwickelt sich anfangs erheblich schneller als der Zwangantrieb aus der Mittendehnung (vgl. Bilder 6.4, 6.5). Im Stadium des fallenden Biegezwangantriebs überwiegt der weiter zunehmende zentrische Zwangantrieb; trotz abnehmenden Biegezwangs reißt der Querschnitt von der Kühlseite her bis auf eine Tiefe von $0,9 d$ ein (Bild 6.48). Die verbleibende Biegesteifigkeit bei stationärem Temperaturzustand ist sehr klein.

Einfluß der Betongüte (B 45, LB 45) und der Vorspannung auf den vollständigen zentrischen Zwang ($\bar{\varepsilon}_{m\vartheta Z} = - \varepsilon_{m\vartheta 0}$) infolge einseitigen Kälteschocks bei gleichzeitigem teilweisen Biegezwang ($\bar{\kappa}_{\vartheta Z} = - 0,1 \kappa_{\vartheta 0}$)

Mit wachsendem zentrischen Zwangantrieb (Bild 6.5) nimmt die Zwangnormalkraft zu (Bild 6.49). Der Querschnitt reißt von der Kühlseite und der gegenüberliegenden "warmen" Seite her ein. Die Rißbildung an der warmen Seite wird durch die anfangs hier vorhandenen positiven Eigen-

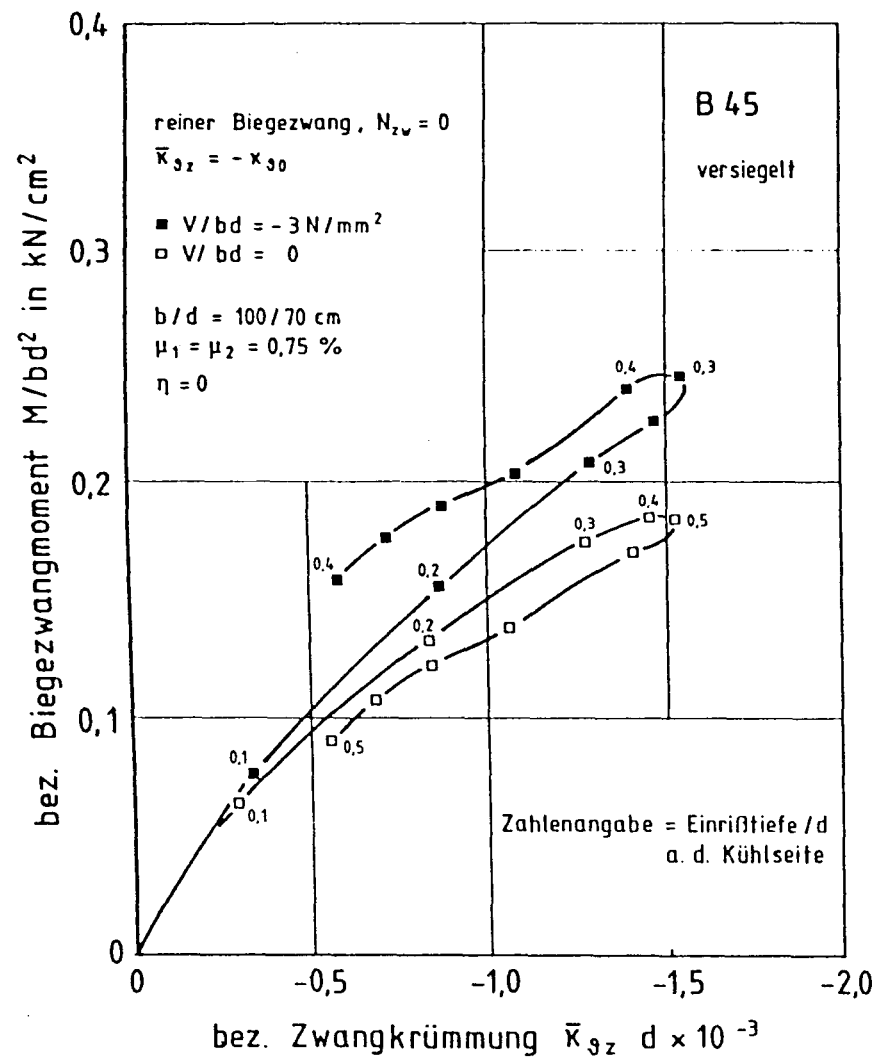


Bild 6.47: Berechnete M- κ -Linien für reine Biegezwangbeanspruchung ($N_{zw} = 0$) infolge einseitigen Kälteschocks; Einfluß der Vorspannung

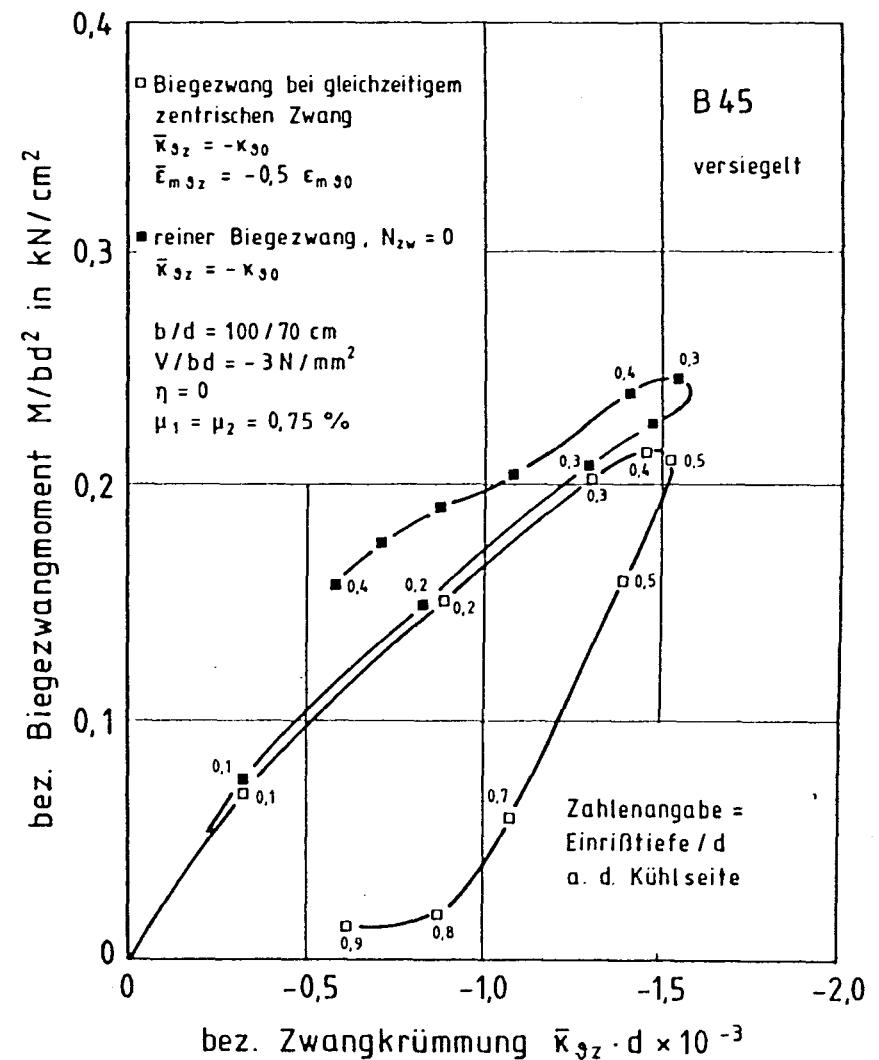


Bild 6.48: Berechnete M- κ -Linien für einen Spannbetonstab aus B 45 infolge einseitigen Kälteschocks; Einfluß einer zusätzlichen zentrischen Zwangbeanspruchung

spannungen gefördert. Bei einer Zwangdehnung von ca. + 0,4 ‰ reißt der Querschnitt bei der Verwendung von B 45 durch. Eine Vorspannung erhöht die maximale Zwangnormalkraft beträchtlich. Der Durchriß kann mit einer wirtschaftlichen Vorspannung bei vollständigem zentrischen Zwang nicht verhindert werden. Infolge des Durchrisses fällt die Zwangnormalkraft steil ab. Der weiter zunehmende zentrische Zwangantrieb und die im Zuge der Abkühlung anwachsenden E-Moduli von Spann- und Bewehrungsstahl lassen die Zwangnormalkraft nochmals beträchtlich ansteigen.

Im Gegensatz zum Stahlbetonstab (B 45) reißt der Stahlleichtbetonstab (LB 45) nicht durch. Dieses Ergebnis ist auf den viel kleineren zentrischen Zwangantrieb bei der Verwendung von LB 45 zurückzuführen (Bild 6.5), bedingt durch den Expansionsvorgang während der Abkühlung. Zusätzlich wirkt beim Stahlleichtbetonstab seine Selbstvorspannung dem Durchriß entgegen. Der Stahlleichtbetonstab hat nach ca. 10 Stunden Kühlzeit seinen maximalen zentrischen Zwangantrieb erreicht; bei weiterer Abkühlung bleibt dieser nahezu konstant (Bild 6.5). Dies erklärt den in Bild 6.49 dargestellten senkrechten Anstieg der Zwangnormalkraft bei wachsender Versteifung der Baustoffe infolge der Abkühlung.

Die Dehnsteifigkeit fällt infolge der Rißbildung bei nicht vorgespannten Stäben steiler ab als bei den vorgespannten (Bild 6.50). Im Bild fällt ein Bereich auf, in dem der Dehnsteifigkeitsabfall trotz zunehmender Zwangnormalkraft gebremst wird. Der "Bauch" in der Kennlinie ist auf ein verzögertes Einreißen des Querschnitts bei zunehmender Baustoffversteifung zurückzuführen. Der Durchriß bewirkt erwartungsgemäß einen steilen Abfall der Dehnsteifigkeit. Es verbleibt eine auf den RT-Wert im Zustand I bezogene Dehnsteifigkeit von ca. 0,15.

Einfluß einer zusätzlichen Biegezwangbeanspruchung auf die Entwicklung der Zwangnormalkraft bei einseitigem Kälteschock

Das Bild 6.51 zeigt, daß eine zusätzliche Biegezwängung das Einreißen des Querschnitts von der warmen Seite her verzögert. Bei reinem zentrischen Zwang ($M_{zw} = 0$) entwickelt sich die Einrißtiefe an der warmen

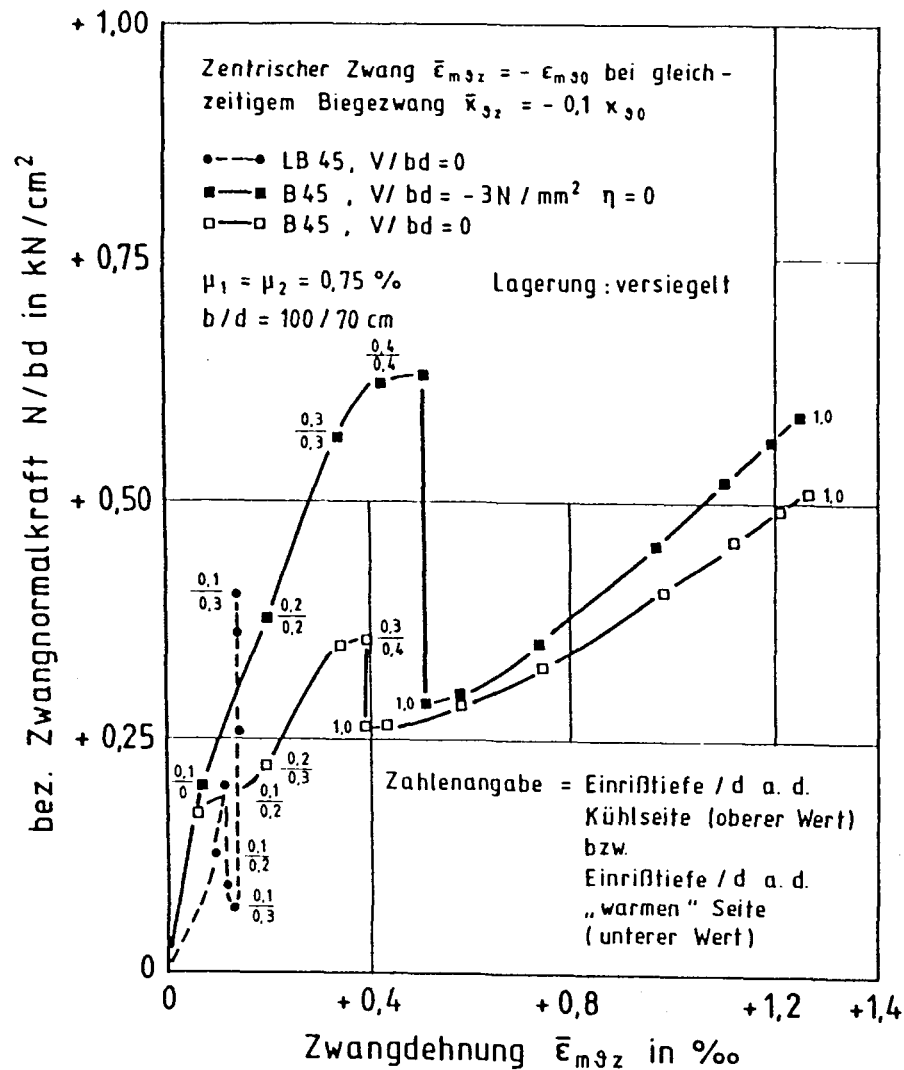


Bild 6.49: Berechnete N- ϵ -Linien für Stahl- und Spannbetonstäbe infolge einseitigen Kälteschocks bei gleichzeitiger Biegezwangbeanspruchung; Einfluß der Betongüte und des Bewehrungsgrades

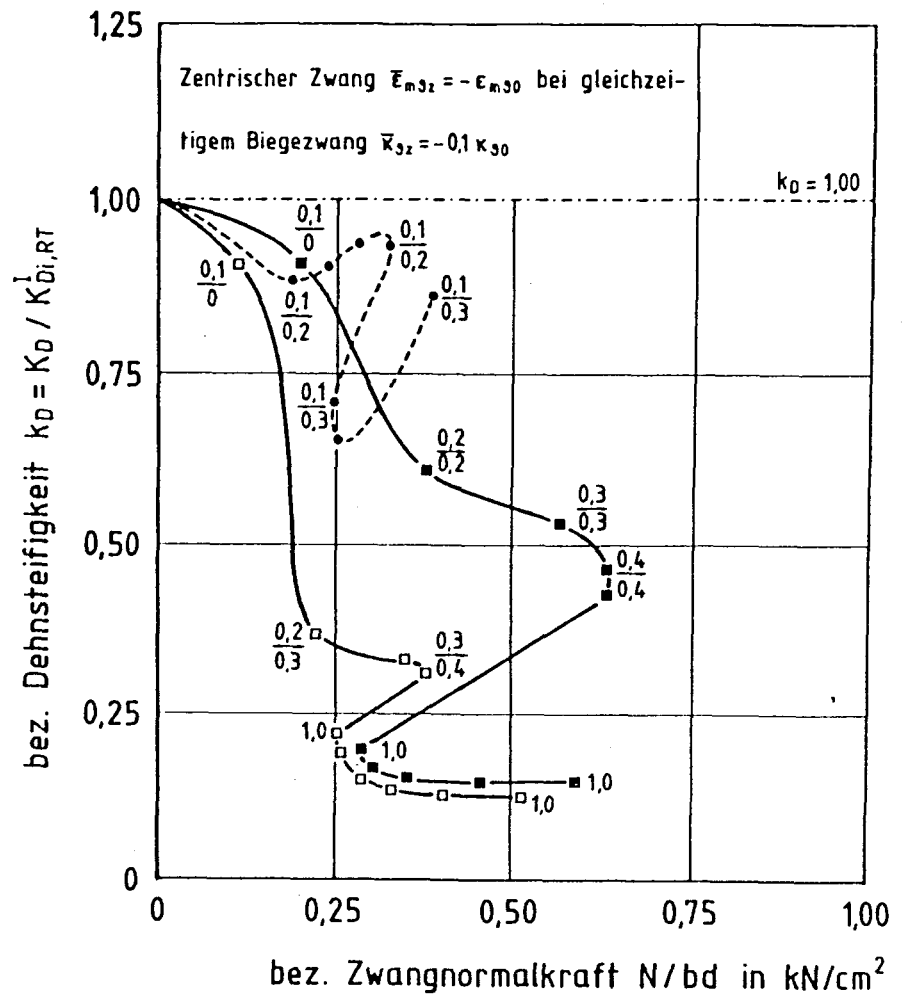


Bild 6.50: Berechnete bezogene Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit von der Zwangsnormalkraft infolge einseitigen Kälteschocks

Seite schneller als an der Kühlseite. Bei zentrischem Zwang und gleichzeitigem Biegezwang ist dies umgekehrt

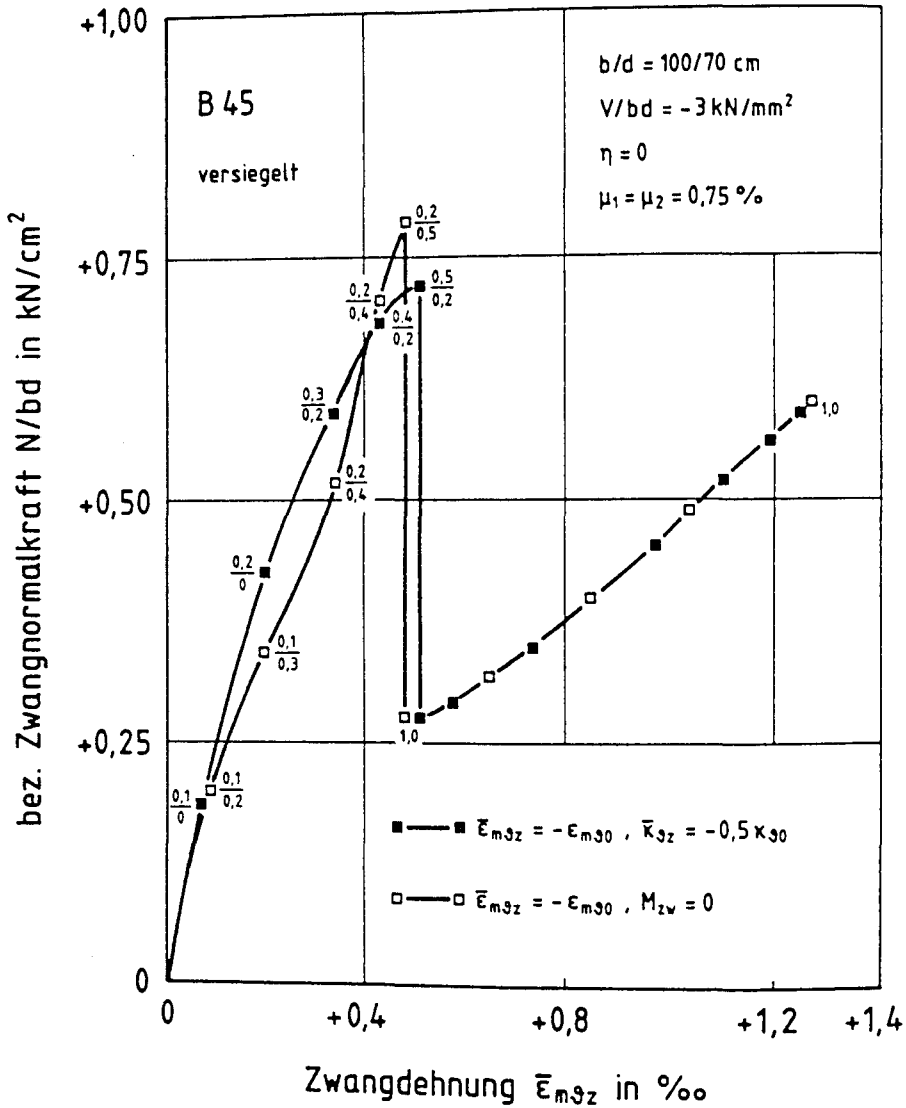


Bild 6.51: Berechnete $N-\epsilon$ -Linien für einen Spannbetonstab aus B 45 infolge einseitigen Kälteschocks; Einfluß einer zusätzlichen Biegezwangbeanspruchung

6.2.4.5 Zusammenfassung

Das Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahl- und Spannbetonstäbe bei TT läßt sich wie folgt zusammenfassend beschreiben:

1. Tiefe Temperaturen erhöhen die Erstrißlast. Dies ist auf die höhere TT-Betonzugfestigkeit sowie auf die Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs zurückzuführen.
2. Die mittlere Krümmung nimmt im Rißbildungsbereich bei vorgespannten Stäben bei RT und TT langsamer zu als bei nicht vorgespannten Stäben. Einen verzögerten Krümmungsfortschritt weisen auch Stahlbetonstäbe ($V = 0$) aus LB 45 bei TT mit relativ hoher Selbstvorspannung auf. Die Ursache hierfür liegt in der geänderten Rißentwicklung infolge der Vorspannung. Die Vorspannung sorgt für eine allmähliche Rißtiefenentwicklung. In nicht vorgespannten Stäben entwickeln sich infolge der höheren Zugzone schon in der Erstrißbildungsphase Risse mit großer Einrißtiefe.
3. Den Ausführungen zuvor entsprechend, nimmt die Biegesteifigkeit im Rißbildungsbereich bei Vorspannung langsamer als bei nicht vorgespannten Stäben.

Als wesentliche Ergebnisse der Untersuchung der Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks sind zu nennen:

1. Infolge der unmittelbar nach dem Kühlbeginn einsetzenden Eigenspannungsrißbildung existiert kein Zustand I.
2. Die extreme Eigenspannungsrißbildung schädigt auf der gesamten Stablänge den Verbund und die mitwirkende Betonzugfläche, so daß die Zwangbeanspruchung genau genug für den nackten Zustand II berechnet werden kann.
3. Die Höhe der Zwangbeanspruchung ist abhängig vom Zwangantrieb, von den Behinderungsgraden der Verformungen an den Stabenden, vom

Bewehrungsgrad, von der Rißtiefe und Versteifung der Baustoffe zum aktuellen Kühlzeitpunkt.

4. Infolge von positiven Eigenspannungen an der Kühlseite und an der warmen Seite kann der Querschnitt in Abhängigkeit von der Zwängung von beiden Seiten her rei ßverschlu ßartig einrei ßen.

6.2.5 Tragfähigkeit und Zähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen

Im Rahmen dieser Arbeit wird ausschließlich die Querschnittstragfähigkeit bei TT behandelt. Bei Stahl- und Spannbetonstäben ist unter der Tragfähigkeit der Grenzzustand zu verstehen, bei dem entweder der Beton auf Druck oder der Bewehrungs- bzw. Spannstahl auf Zug versagt. Die Tragfähigkeit von Verbundquerschnitten bei TT muß ermittelt werden, um zusätzliche Tragreserven gegenüber der Beanspruchung im Gebrauchszustand abschätzen zu können. Über die TT-Tragfähigkeit von Stahl- und Stahlleichtbetonstäben wird in [27, 39, 80, 81, 83, 84] berichtet. Die Stahlbetonstäbe versagen bei den relativ geringen Bewehrungsgraden von $\mu_2 \approx 0,3$ bis 1,0 % in LNG-Bauteilen bei TT durch Fließen der Biegezugbewehrung. Dies bestätigen die eigenen Versuche. In Anlehnung an dieses Versuchsergebnis wird im folgenden unter der TT-Tragfähigkeit von Stahlbetonstäben die Beanspruchung bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Zug- bzw. Biegezugbewehrung verstanden. Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgt nach Anlage A7 im Zustand II; die Stahlspannung σ_{s0z2}^r muß dabei die tieftemperaturabhängige 0,2 %-Dehngrenze annehmen. Die Auswertung für die eigenen Versuche ergibt eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Bruchschnittgrößen S_r^u mit den in den Versuchen ermittelten Bruchschnittgrößen S_v^u . Die maximalen Abweichungen betragen ± 5 %. Die Steigerung der Tragfähigkeit bei $\vartheta = -170$ °C gegenüber der RT-Tragfähigkeit beträgt ca. 170 %; dieser Wert entspricht der Erhöhung der 0,2 %-Dehngrenze infolge einer Abkühlung von RT auf $\vartheta = -170$ °C.

Bei höher bewehrten Stahlbetonstäben ($\mu_2 > 1,5 \%$) und Spannbetonstäben besteht die Gefahr des Betondruckbruchs, ausgelöst durch das Überschreiten der tieftemperaturabhängigen Betondruckfestigkeit am Druckzonenrand. Dazu ist die nach Anlage A7 berechnete Spannung σ_{b10} mit der nach Gl. (2.3) für NB bzw. nach Gl. (2.4) für LB ermittelten TT-Betondruckfestigkeit zu vergleichen. Bei Spannbetonstäben kann der Bruch durch Fließen der Spannbewehrung ausgelöst werden, falls sie exzentrisch in der vorgedrückten Zugzone angeordnet ist. Bei zentrischer Lage der Spannbewehrung wird der Bruch in der Regel durch das Fließen der "schlaffen" Biegezugbewehrung eingeleitet.

Da tiefe Temperaturen die Baustoffe nicht nur verfestigen, sondern auch verspröden (Abschn. 2, 3), muß der Bauteilzähigkeit bei TT besondere Beachtung geschenkt werden. Eine allgemeingültige Formulierung der TT-Bauteilzähigkeit gibt es zur Zeit noch nicht. Rostásy definiert in [98] die Querschnittszähigkeit η_Q eines Biegestabs als Quotient aus der Grenzkrümmung κ_u und der Krümmung κ_s bei Fließbeginn. Ein zähes Bauteilverhalten erfordert nach [98] $\eta_Q > 1$. In [27] wird die Randdehnung der Betondruckzone im Grenzzustand von Stahlbetonkonstruktionen bei TT betrachtet. Die Werkstoffkennlinie von Beton ist bei TT elastisch-spröde, die von Bewehrungsstahl elastoplastisch. Die Grenzdehnung des Stahls wird mit 5 ‰ und diejenige von Beton mit - 2 ‰ angenommen. Das Bauteilversagen läßt sich als duktil bezeichnen, wenn es durch ein ausgeprägtes Fließen der Bewehrung eingeleitet wird. Beide Verfasser ermitteln, daß bei einem Bewehrungsgrad $\mu_2 \leq 1,5 \%$ das Bauteilversagen von Stahlbetonstäben bei TT duktil ist.

Im folgenden wird das Bauteilversagen von vorgespannten Stäben untersucht, wobei zusätzlich der Einfluß der Betongüte (B 45, LB 45) sowie einer Druckbewehrung mit aufgenommen wird. Auszugsweise wird das Bauteilversagen eines Stahlbetonquerschnitts bei nichtlinearem Temperaturfeld untersucht. Die betrachtete Kühlzeit ist vier Stunden nach dem Beginn des einseitigen Kälteschocks. Baupraktisch ist diese Untersuchung von Bedeutung, um z.B. den Grenzzustand von Außenbehälterwänden infolge hydrostatischen LNG-Drucks aus vollständiger Füllung des Ringspalts bei noch nicht erreichtem stationären Temperaturfeld zu beleuchten. Zu frühen Kühlzeitpunkten steht ungünstigerweise eine in-

folge TT verfestigte Biegezugbewehrung einer noch nicht verfestigten Betondruckzone gegenüber.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien nach Bild 2.4 zeigen, daß die Grenzdehnung ε_{bu} von LB 45 bei RT und TT ebenfalls zu - 2 ‰ angenommen werden darf. Das Verformungsverhalten von Spanndrähten und Litzen bei TT wird in [95] ausführlich behandelt. Hiernach läßt sich der Spannstahl als ausreichend duktil im Tieftemperaturbereich einstufen; der Spannstahl ist für den Tieftemperatureinsatz im allgemeinen besser geeignet als der übliche Bewehrungsstahl. Einheitliche Angaben zur Grenzdehnung von Spannstahl bei TT existieren z.Z. noch nicht. Die Grenzdehnung ist u.a. abhängig von der Streckgrenze bei TT und damit von der Spannstahlgüte und vom Kornaufbau des Stahls. Die Versuchsergebnisse in [95] weisen darauf hin, daß die Annahme eines plastischen Dehnungsanteils von ca. - 3 ‰ bei der Untersuchung der TT-Bauteilzähigkeit auf der sicheren Seite liegt. Die Untersuchung des Bauteilversagens bei TT erfolgt unter der Annahme der zuvor genannten Grenzdehnungen nach Anlage A7. Es ist zu beachten, daß zur Überprüfung der gesamten Spannstahldehnung zur Dehnung $\bar{\varepsilon}_{z0}$ nach Anlage A7 die Vordehnung $\varepsilon_{zv}^{(0)}$ hinzugefügt werden muß. Dem LNG-Behälterbau entsprechend wird ausschließlich die zentrische Vorspannung untersucht. In diesem Fall liegen die Spannstahlspannungen bei Erreichen des Grenzzustandes im elastischen Bereich. Zur Erfassung der plastischen Verformungen des Bewehrungsstahls wird in Anlage A7 E_{s92} durch den äquivalenten Stahl-E-Modul

$$E_{s92} = \frac{R_{p,0,2}}{\varepsilon_{su,9}} \quad (6.95)$$

mit

$R_{p,0,2}$ = 0,2 ‰-Dehngrenze

$\varepsilon_{su,9}$ = Grenzdehnung des Bewehrungsstahls = 5 ‰.

ersetzt.

Das Bild 6.52 zeigt das Berechnungsergebnis; es sind die Betonranddehnungen im Grenzzustand von biegebeanspruchten Stahl- und Spannbeton

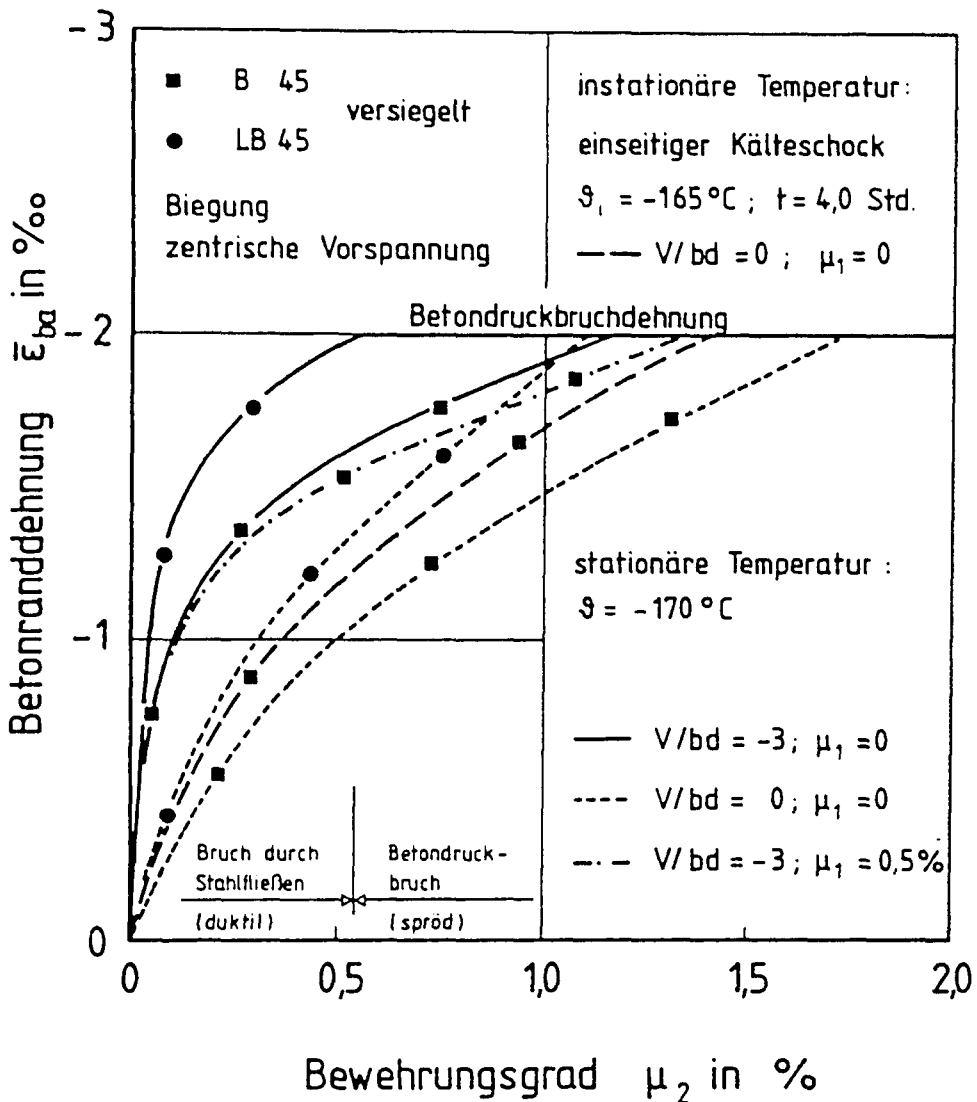


Bild 6.52: Berechnete Betonranddehnung und Duktilitätsgrenzen für den Bruchzustand von Rechteckquerschnitten bei TT; Einfluß von Betongüte, Vorspannung, Druckbewehrung und instationärer Temperaturverteilung über den Querschnitt

stäben bei -170°C in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt μ_2 aufgetragen. Bei Stahlbetonstäben ($V = 0$, $\mu_1 = 0$) aus B 45 wird das Versagen bis zu einem Bewehrungsgrad $\mu_2 \approx 1,7\%$ durch Fließen des Bewehrungsstahls eingeleitet; der Bruch ist duktil. Bei $\mu_2 > 1,7\%$ wird die zulässige Betonranddehnung von -2% ausgenutzt; ab dieser kritischen Bewehrungsgrenze ist zunehmend mit einem spröden Betondruckbruch

zu rechnen. Das Ergebnis entspricht den Untersuchungen in [27, 98]. Wird der Stahlbetonstab mit $V/bd = - 3 \text{ N/mm}^2$ vorgespannt, so verringert sich der kritische Bewehrungsgrad auf ca. 1,1 %; d.h. der Sprödbruch ist schon bei deutlich kleinerem μ_2 zu erwarten. Eine zusätzliche Druckbewehrung mit $\mu_1 = 0,5 \%$ entlastet die Betondruckzone und erhöht den kritischen Bewehrungsgrad μ_2 um ca. 0,15 % (Bild 6.52). Die Auswertung für Stahlbetonstäbe ($V = 0$, $\mu_1 = 0$) aus LB 45 ergibt gegenüber der Verwendung von B 45 (krit $\mu_2 = 1,7$) einen kritischen Bewehrungsgrad von $\mu_2 \approx 1,1 \%$. Dies ist auf den deutlich kleineren E-Modul von LB 45 (Bild 2.4) sowie auf den gegenüber B 45 größeren Selbstvorspannungsanteil aus dem inneren thermischen Zwang zurückzuführen. Bei Spannleichtbetonstäben mit $V/bd = - 3 \text{ N/mm}^2$ und $\mu_1 = 0$ verringert sich der kritische Bewehrungsgrad weiter auf $\mu_2 \approx 0,55 \%$. Ebenso fördern nichtlineare Temperaturfelder infolge einseitigen Kälteschocks das vorzeitige Versagen der Betondruckzone.

Das Ergebnis läßt sich wie folgt zusammenfassen: Unter der Voraussetzung gleicher Grenzdehnungen von Beton am Druckzonenrand nimmt die Sprödbruchgefahr mit zunehmendem Vorspanngrad (äußere Vorspannung + Selbstvorspannung) und sinkendem TT-E-Modul von Beton deutlich zu. Die Druckbewehrung führt zu geringfügig größeren kritischen Bewehrungsgraden μ_2 .

In [27] wird vorgeschlagen, zur Bemessung von TT-Konstruktionen mit Bewehrungsgraden μ_2 bis zu 1,5 % den nach DIN 1045 vorgesehenen Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,75$ für duktilen Versagen anzunehmen; bei $\mu_2 > 1,5 \%$ sollte γ hiernach zur Berücksichtigung spröden Bauteilversagens auf 2,1 erhöht werden. Die eigenen weitergehenden Untersuchungen zuvor zeigen, daß eine starre Festlegung des Sicherheitsbeiwertes nach [27] nicht möglich ist. Vielmehr sollte der kritische Bewehrungsgrad μ_2 von Fall zu Fall unter der Berücksichtigung von Vorspanngrad, Betongüte, Streckgrenze der Biegezugbewehrung und dem Bewehrungsgrad μ_1 der Druckbewehrung gesondert nach Abschn. 6.2.5 bestimmt werden. Bis zur endgültigen Klärung des TT-Verformungsvermögens durch weitere Versuche sollte in Anlehnung an [27] bei duktilem Bauteilversagen (vorh $\mu_2 \leq \text{krit } \mu_2$) mit $\gamma = 1,75$, bei sprödem Bauteilversagen (vorh $\mu_2 > \text{krit } \mu_2$) mit $\gamma = 2,1$ gerechnet werden.

7. RIBBILDUNG VON STAHL- UND SPANNBETONBAUTEILEN BEI TIEFEN TEMPERATUREN

7.1 Allgemeines, Stand der Kenntnisse

Der Frage der Dichtheit von LNG-Innenbehältern und -Außenbehältern ist bei der Bemessung besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Zur Zeit besteht aufgrund von fehlenden Erfahrungen noch die Auffassung, daß zur Gewährleistung der Dichtheit beider Behälter eine Dichthaut aus Stahl, Liner genannt, erforderlich ist. Allerdings müssen auch bei gelinerten Stahl- und Spannbetonkonstruktionen die auftretenden Rißbreiten beschränkt werden, damit der Liner nicht beschädigt wird (Linerintegrität). Nach [15] sind heute Außenbehälter auch ohne Liner denkbar. Eingerissene, vorwiegend biegezwangbeanspruchte Verbundquerschnitte können als ausreichend LNG-dicht bezeichnet werden, solange eine Druckzonenhöhe von mindestens 5 cm vorhanden ist. Im Falle von Trennrissen mit Rißbreiten von mehr als 0,2 mm ist die Dichtheit der Konstruktion nach [27] nicht mehr gesichert. Eine Rißvereisung ist bei größeren Rißbreiten nicht mehr möglich. Der Nachweis der Rißbreitenbeschränkung ist unumgänglich.

Das Rißbild wird durch den Rißabstand und die Rißbreite gekennzeichnet und von den folgenden Faktoren beeinflusst:

- Art der Beanspruchung
- Stahlspannung bzw. Stahlspannungssprung
- Verbundeigenschaften
- Durchmesser und Oberfläche des Bewehrungsstahls
- Bewehrungsprozentsatz
- Betondeckung

- Geometrie der Versuchskörper
- Betonzugfestigkeit
- Verteilung der Bewehrung in der Zugzone

Der mittlere Rißabstand für das abgeschlossene Endrißbild bei RT wird bekanntermaßen nach der folgenden Formel berechnet:

$$s_{rme} = k_1 \cdot c + k_2 \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (7.1)$$

Der erste Term beschreibt den Anteil der Krafteinleitung, der zweite den Anteil der Verbundeinleitung. Die Koeffizienten in Gl. (7.1), die im allgemeinen empirisch entwickelt sind, werden von den einzelnen Verfassern [7, 11, 26, 58, 61, 72, 78, 113] unterschiedlich angegeben.

Die Arbeiten [53, 68] lösen das Problem der Rißbreitenbeschränkung und der damit zusammenhängenden Rißabstandsberechnungen auf rein analytischem Wege. Sie definieren die Bereiche der Erstriß- und Zweitrißbildung unter Vorgabe wahrscheinlicher Rißabstände. Die Lösung ist verbundorientiert.

Eine weitere Möglichkeit der Rißabstandsuntersuchung besteht in der Ermittlung der rißauslösenden Spannungszustände zwischen zwei vorgegebenen Rissen mittels der FE-Methode [118]. Vergleicht man die Lösungen von Rißabstand und Rißbreite nach den einzelnen Ansätzen untereinander, so sind zum Teil erhebliche Unterschiede festzustellen.

Die Zahl der Arbeiten, die sich mit der Rißbildung von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei TT beschäftigen, ist vergleichsweise klein. Es folgt ein Überblick über den Stand der Kenntnisse zum Thema der Rißbildung bei TT.

Über die ersten Versuche zur Klärung des Einflusses tiefer Temperaturen auf den mittleren Endrißabstand wird in [34] berichtet. Es wurden zentrische Zugversuche an Prismen mit dem Querschnitt $b/d = 10/10$ und $12/12$ cm mit je einem zentrisch angeordneten Bewehrungsstab bei $+ 20$ °C und $- 160$ °C durchgeführt. Die beobachteten Rißabstände waren bei TT deutlich größer als bei RT. Der Rißbildungsprozeß läuft infolge der größeren Betonzugfestigkeit bei TT und der Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs bei einem höheren Lastniveau ab. Nach der Definition der Verbundeintragungslänge l_v und der Krafteinleitungslänge l_k in [110] liegt bei den o.g. Zugversuchen das Verhältnis $l_v > l_k$ vor. In diesem Fall wird der Rißabstand bei linearer Spannungsverteilung im wesentlichen von der Verbundeintragungslänge bestimmt. Der bei TT vergrößerte Faktor $k_2 = \beta_{bZ}/\tau_{1m}$ in Gl. (7.1) läßt auf kleinere mittlere Rißabstände bei TT schließen. Dies widerspricht der Beobachtung im Versuch.

Zu einem anderen Ergebnis kommt die Arbeit [117], in der ähnliche Zugversuche an quadratischen Probekörpern ($b/d = 12,5/12,5$; $17,5/17,5$; $8,5/8,5$ cm) bei RT und TT behandelt werden. Bei den vorliegenden Verhältnissen $l_v > l_k$ konnten deutlich geringere Rißabstände bei TT festgestellt werden. Die prozentuale Verminderung entspricht etwa dem bei TT veränderten Verhältnis β_{bZ}/τ_{1m} nach der klassischen Verbundtheorie. Weiterhin konnte in den Versuchen eine Steigerung der Rißabstände mit zunehmenden Querschnittsabmessungen beobachtet werden. Das Ergebnis weist auf einen zunehmenden Einfluß der Krafteinleitung bei dicken Bauteilen hin.

Erste Ergebnisse zur Biegerißbildung bei TT werden in [44] vorgestellt. Die Versuchskörper hatten Abmessungen $b/d/l$ von $20/30/200$ cm. Die tiefkalten ($- 170$ °C) Versuchskörper wiesen gegenüber den entsprechenden RT-Versuchskörpern um ca. 30 % größere Rißabstände auf. Für die Versuchskörper gilt $l_k > l_v$. Nach [44] lassen sich die bei TT größeren Rißabstände durch die geringere Kerbempfindlichkeit des tiefkalten Betons gegenüber ungleich verteilten Zugspannungen erklären.

In [27, 43] wird die Biegerißbildung bei TT an Stahlbetonstäben mit den Abmessungen $b/d/l = 30/60/530$ cm ($l_k > l_v$) untersucht. Es wurden

bei TT ebenfalls größere Rißabstände gemessen als bei RT. Trotz der vergrößerten tiefkalten Rißabstände in der Phase der Erstriß- und Zweitrißbildung ergibt sich die Tendenz zu kleineren Rißbreiten. Die Beobachtung wird in [27] auf den Einfluß der Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs von abgekühlten Stahlbetonstäben zurückgeführt [118]. Zur Klärung der Erstrißabstände bei RT und TT werden mittels der FE-Methode umfangreiche Untersuchungen des Einflusses der Betonscheibenwirkung auf den Spannungsverlauf neben dem Rißquerschnitt durchgeführt. Die Selbstvorspannung ist nahezu linear abhängig vom Bewehrungsgrad. Hierauf aufbauend wird in [27] vorgeschlagen, die Gl. (7.1) um einen zusätzlichen Term ($k_4 \cdot \mu$) zu erweitern, um den vergrößerten Einfluß der Kraftleitung bei TT zu berücksichtigen. Der Faktor k_4 wird aus den Versuchsergebnissen ermittelt. Nach Ansicht des Verfassers wird in der erweiterten Rißabstandsgleichung nach [27] der Einfluß der Selbstvorspannung auf den mittleren Endrißabstand überschätzt. In [58] wird darauf hingewiesen, daß bei Biegung mit Längsdruck die mittleren Rißabstände um so größer werden, je kleiner die Ausmitte $e = M/N$ ist. Die Rißbreiten nehmen mit fallender Ausmitte ab. Die Versuche an ausmittig beanspruchten Stützen bestätigen dies [1]. Nach den Ausführungen in [1] ändert sich der mittlere Endrißabstand bei bezogenen Ausmitten von $e/h > 2,5$ nur noch unwesentlich. Die Berechnung der bezogenen Ausmitte für die Versuchskörper nach [27] ergibt Werte von $e/h > 4$; der mittlere Endrißabstand ändert sich nach [1] zwischen $e/h = 4$ und $e/h = \infty$ (RT-Versuch, $N_v = 0$) nur noch unwesentlich. Der mittlere Endrißabstand wird in [27] nach dem älteren Ansatz von Rehm/Martin [72] berechnet. Es ist heute unbestritten, daß die in [72] verwendeten Faktoren k_3 (pauschal) und μ_{ef} zur Beschreibung der mitwirkenden Betonzugzone und des effektiven Bewehrungsgrades nicht zufriedenstellen können. Trotzdem gelingt mit dem in [27] vorgeschlagenen Ansatz eine gute Beschreibung der Versuchsergebnisse.

Die Arbeit [112] befaßt sich mit der Rißbildung von zentrisch gezogenen Stahlbetonstäben ($b/d/l = 20/40/350$ cm) bei TT. Die hier beobachtete Rißentwicklung unterscheidet sich wesentlich von der in der allgemeinen Literatur beschriebenen Rißentwicklung. Nach der Entstehung des ersten Trennrisses entwickeln sich in seiner Nachbarschaft

mit zunehmender Beanspruchung zunächst Einrisse, bevor sich nach weiterer Laststeigerung ein neuer Trennriß bildet. Bei TT ist die Anzahl der Einrisse neben den Trennrissen größer als bei RT. Diese Beobachtung widerspricht der klassischen Theorie der Erstriß- und Zweitrißbildung. Hierbei wird davon ausgegangen, daß in der Erstrißbildungsphase im wesentlichen Hauptrisse und in der Zweitrißbildungsphase im wesentlichen Zwischenrisse entstehen. Die Hauptrisse sind bei vorwiegendem Zug Trennrisse, bei Biegung Einrisse, die nahezu bis zur Nulllinie reichen. Der Abstand der Hauptrisse ist so groß, daß sich die Verbundeintragungslängen noch nicht überschneiden. Bei weiterer Laststeigerung entstehen die Zwischenrisse, die bei dicken Bauteilen zum Teil in die Hauptrisse einmünden. In dieser Rißbildungsphase überschneiden sich die Verbundeintragungslängen benachbarter Risse. Mit sinkender Temperatur nimmt der mittlere Endrißabstand der Trennrisse zu. Ein eindeutiger Einfluß der TT auf den über alle Risse hinweg gemessenen mittleren Endrißabstand konnte in [112] nicht festgestellt werden. Die Ergebnisse eigener Zugversuche [84] unter der Verwendung von LB 45 fielen ähnlich aus; die vorzeitige Konzentration von Einrissen um Trennrisse herum war hier allerdings nicht so ausgeprägt wie in [112]. Eine FE-Analyse in [112] ergibt, daß die vorzeitige Einrißbildung zum großen Teil krafteinleitungsorientiert ist.

Die eigenen Arbeiten [80, 83] befassen sich mit der Rißentwicklung von biegebeanspruchten bzw. biege- und zugbeanspruchten Stahl- und Stahlleichtbetonstäben ($b/d/l = 20/40/380$ cm) bei TT. Die Versuche zeigten keinen signifikanten Einfluß tiefer Temperaturen auf den mittleren Endrißabstand.

Die zuvor aufgeführten Ergebnisse zur Rißbildung bei TT beziehen sich auf lastbeanspruchte Stahlbetonstäbe bei homogenem Temperaturfeld. In [45, 46, 101, 110] werden die ersten Ergebnisse zur Rißbildung in äußerlich ungezwängten Stahlbetonplatten infolge einseitigen örtlichen Kälteschocks mitgeteilt. Die in den Versuchen beobachteten Ring- und Radialrisse werden mittels der FE-Methode unter der Berücksichtigung der Eigenspannungsrißbildung überprüft.

In [107] wird über biegegezwängte Stahl- und Spannbetonstäbe ($b/d = 20/40$ cm) berichtet. Die Stäbe wurden - wie schon in Abschn. 6.1 erwähnt - weitgehend eigenspannungsfrei abgekühlt. Auf der Beobachtungslänge von ca. 2,0 m wurden bei der maximalen Temperaturdifferenz von $\Delta\vartheta = 100$ °C maximal drei Risse gezählt. Über die Einrißtiefe wird nichts gesagt. Werden die gleichen Stäbe bei RT bis auf die zu $\Delta\vartheta$ äquivalente Krümmung lastbeansprucht, so werden ca. 13 bis 18 Risse gezählt. Die Rißbreiten sind in diesem Fall deutlich größer als bei den Biegezwangversuchen.

Die eigenen Untersuchungen [81] befassen sich mit der Rißentwicklung und den Rißbreiten von biegegezwängten Stahlleichtbetonstäben ($b/d = 20/40$ cm) bei einseitigem Kälteschock. Hierauf wird in Abschn. 7.3 gesondert eingegangen.

Die Übersicht zeigt, daß sich die Mehrzahl der Arbeiten mit der Rißbildung von lastbeanspruchten, homogen abgekühlten Stahlbetonstäben befaßt. Die Versuchsergebnisse sind zum Teil widersprüchlich. Nach Auffassung des Verfassers ist dies u.a. auf die insbesondere bei TT hohe Streubreite von Betonzugfestigkeit und Verbundspannungen zurückzuführen (s. Abschn. 2.4.5, 4.). Weiterhin scheint die Frage der Krafteinleitung bei dicken Bauteilen sowie deren rechnerische Erfassung noch nicht ausreichend geklärt. Auch die Kenntnisse über die Rißbildung von zwangbeanspruchten Stahl- und Spannbetonstäben unter der Berücksichtigung von Eigenspannungsrisen aus einseitigem Kälteschock sind heute noch lückenhaft. Die folgenden Ausführungen sollen einen Beitrag zur weiteren Klärung darstellen.

7.2 Rißbildung von lastbeanspruchten Stahl- und Spannbetonbauteilen bei tiefen Temperaturen

7.2.1 Entwicklung des Rißbildes bei Lastbeanspruchung

Die folgenden Angaben beziehen sich im wesentlichen auf die in [27, 80, 83, 84] beschriebenen Rißbeobachtungen. Die Belastung (Zug, Biegung, Biegung und Normalkraft) wurde, wie schon erwähnt, aufgebracht,

nachdem sich ein homogenes Temperaturfeld über den Querschnitt eingestellt hatte. Der erste Riß entsteht unabhängig von der Beanspruchungsart an der Stelle der örtlich kleinsten tieftemperaturabhängigen Betonzugfestigkeit. Bei weiterer Laststeigerung entstehen in vergleichsweise unregelmäßigem Abstand zusätzliche Risse, die bei zentrischem Zug Trennrisse (TR) und bei Biegung Hauptrisse (HR) sind, die nahezu bis an die Nulllinie reichen (Bilder 8.12, 8.13). Nur vereinzelt entstehen bei dicken Bauteilen in der Erstrißbildungsphase Nebenrisse (NR), die zum Teil in die Hauptrisse einmünden. Die Auswertung der eigenen Versuche ergibt, daß in grober Näherung die Erstrißbildung bei RT und TT der 5 %-Fraktile der temperaturabhängigen Betonzugfestigkeit zugeordnet ist. Einige RT-Ansätze (z.B. [116]) gehen bei der Beschreibung der Rißbildung ebenfalls von diesem Zusammenhang aus. Die Erstrißabstände sind im wesentlichen so groß, daß sich die Verbundeintragungslängen nicht überschneiden.

Die Tabelle 7.1 enthält die gemessenen mittleren Erstrißabstände nach [27, 44, 80, 83, 84, 90] für unterschiedliche Betongüten und Beanspruchungsarten bei RT und TT. Mit einer Ausnahme sind die mittleren Erstrißabstände bei TT größer als bei RT. In [27] wird dieses Ergebnis wie folgt erklärt: Die notwendige Bedingung zur Rißbildung in dicken Bauteilen ist das Erreichen der Betonzugfestigkeit am Ende der Verbundeintragungslänge l_v am gezogenen Rand. Die hinreichende Bedingung ist die Verteilung von β_{bz} auf einer ausreichenden Flächeneinheit. Bei RT ist die notwendige Bedingung erfüllt, nicht jedoch die hinreichende. Bei TT ist infolge der Selbstvorspannung weder die hinreichende noch die notwendige Rißbedingung erfüllt. Dieser Deutung widersprechen eigene Versuchsergebnisse [80]. In den Versuchen wurde an Stahlleichtbetonstäben trotz deutlich höherer Selbstvorspannung als bei den in [27] untersuchten Stahlbetonstäben kein eindeutiger Einfluß tiefer Temperaturen auf den mittleren Erstrißabstand festgestellt (Tab. 7.1). Ob in diesem Fall die nahezu unveränderten mittleren TT-Erstrißabstände von Stahlleichtbetonstäben auf eine erhöhte Kerbempfindlichkeit bei TT oder auf statistische Einflüsse zurückzuführen sind, kann z.Z. noch nicht abschließend geklärt werden. Der Tab. 7.1 sind folgende zusätzliche Einflüsse auf den mittleren Erstrißabstand zu entnehmen:

Beanspruchung	Beton	Querschnitt b/d [cm/cm]	Literatur	mittlerer Erstrißabstand s_{rm} [cm] bzw. s_{rm}/d [-]			
				$\vartheta = + 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$		$\vartheta = - 170 \text{ }^{\circ}\text{C}$	
				s_{rm}	s_{rm}/d	s_{rm}	s_{rm}/d
zentr. Zug	B 25	20/40	[90]	24,9	0,62	35,0	0,88
zentr. Zug	LB 45	20/40	[84]	17,7	0,44	22,0	0,55
Biegung	B 25	20/40	[83]	16,9	0,42	19,3	0,48
Biegung + Normalkraft (Zug)	B 25	20/40	[83]	16,6	0,42	19,8	0,50
Biegung	LB 45	20/40	[80]	14,6	0,37	12,9	0,32
Biegung	B 45	30/60	[27]	27,0	0,45	33,0	0,55
Biegung	B 55	20/30	[44]	13,0	0,43	17,0	0,57

Tab. 7.1: Gemessene mittlere Erstrißabstände in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart, Betongüte und vom Querschnitt bei RT und TT

1. Der mittlere Erstrißabstand ist bei RT und TT bei zentrischem Zug größer als bei Biegung.
2. Der mittlere Erstrißabstand ist unabhängig von der Beanspruchung bei RT und TT um so kleiner, je höher die Betongüte ist.
3. Der mittlere Erstrißabstand wächst mit zunehmender Bauteildicke.

Die Ergebnisse unter Pkt. 1 und 2 weisen auf eine teilweise Verbundorientierung des mittleren Erstrißabstandes hin; eine Verringerung des Stahlspannungssprungs (Bilder 6.31, 6.32), die Erhöhung der Verbundgüte und eine geringere Betonzugfestigkeit (LB 45) verkleinern den mittleren Erstrißabstand. Der mittlere Erstrißabstand ist trotzdem im wesentlichen krafteinleitungsorientiert. Die Ausführungen verdeutlichen, daß die Erstrißbildung z.Z. noch nicht abschließend geklärt ist. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf weitergehende Untersuchungen und die Berechnung des mittleren Erstrißabstandes bei TT nicht eingegangen.

Ein weiteres wesentliches Ergebnis der Rißentwicklung ist die unterschiedliche Entwicklung der Einrißtiefe bei einer äußeren Vorspannung sowie bei einer Selbstvorspannung infolge TT. Hierüber wurde schon in Abschn. 6.2.4.4 a berichtet, so daß weitere Ausführungen entbehrlich sind.

Mit zunehmender Lastbeanspruchung folgt die über den Erstrißzustand hinausgehende fortschreitende Rißentwicklung (Bilder 8.12, 8.13). Der Übergang ist fließend. Bei dicken Bauteilen, bei denen die Zugzone im allgemeinen mit Bewehrung nicht gleichmäßig durchsetzt ist, sind die in der fortschreitenden Rißbildungsphase entstehenden Risse im allgemeinen Nebenrisse, die zum Teil in die Hauptrisse bzw. Trennrisse einmünden. Bei Bauteilen, die bei RT und $V = 0$ auf Biegung beansprucht werden und bei TT-beanspruchten Bauteilen aus einem Beton mit relativ geringer Selbstvorspannung bei TT (z.B. B 45) ist die maximale Einrißtiefe der HR bei einsetzender NR-Bildung nahezu erreicht. Bei einer äußeren Vorspannung und bei der Verwendung von Beton mit einer höheren Selbstvorspannung (z.B. LB 45) ist die Einrißtiefenentwicklung zu diesem Zeitpunkt noch nicht abgeschlossen. Die maximale Einrißtiefe ist bei äußerer Vorspannung und Selbstvorspannung infolge TT geringer als bei nicht vorgespannten Stäben bei RT. Nach den eigenen Untersuchungen existiert kein eindeutiger Einfluß der Temperatur auf den prozentualen Anteil der NR an der Summe aller Risse (HR + NR). Die letzten NR entstehen bei RT und TT kurz vor Erreichen der Streckgrenze des Bewehrungsstahls. Zu diesem Zeitpunkt treten an den Stellen, an denen die Ringzugspannungen infolge hoher Verbundbeanspruchung nicht mehr aufgenommen werden können, Längsrisse von ca. 2 bis 4 cm Länge auf. Die Längsrißbildung ist aufgrund der höheren Betonzugfestigkeit bei TT weniger ausgeprägt als bei RT.

Die gesamte Rißentwicklung erfolgt aufgrund der höheren TT-Betonzugfestigkeit bei TT auf einem höheren Beanspruchungsniveau als bei RT. Wird das Beanspruchungsniveau durch die Stahlspannung im Rißquerschnitt (HR, TR) formuliert, so ergeben sich für RT und TT nahezu unabhängig von der Beanspruchungsart die folgenden Spannungsbereiche für die gesamte Rißentwicklung:

$$\sigma_{s\varnothing r} \approx 100 - 360 \text{ N/mm}^2 \text{ bei RT}$$

$$\sigma_{s\varnothing r} \approx 300 - 700 \text{ N/mm}^2 \text{ bei TT}$$

7.2.2 Mittlerer Endrißabstand bei Lastbeanspruchung

Der Verfasser setzt sich zum Ziel, dem praktisch arbeitenden Ingenieur ein Formelwerk bereitzustellen, mit dem er für unterschiedliche Lastbeanspruchungen und Betone den mittleren Endrißabstand von Bauteilen für RT und TT ausreichend genau ermitteln kann.

Die rechnerischen Untersuchungen ergeben, daß der halbempirische Ansatz nach Gl. (7.1) zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes (HR + NR) seine Gültigkeit bei TT behält, wenn die Koeffizienten TT-modifiziert werden. Es wird der Ansatz gemäß [61] zu Grunde gelegt.

$$s_{rme}(\vartheta) = k_1(\vartheta) \cdot c + \frac{1}{4} \cdot k_2(\vartheta) \cdot k_3 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (7.2)$$

Es wird wie folgt vorgegangen: Der Faktor k_2 in Gl. (7.2) beschreibt bekanntermaßen den Zusammenhang β_{bZ}/τ_{1m} zwischen der Betonzugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung [61]. Für β_{bZ} ist die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit nach Abschn. 6.2.2 einzusetzen. Zur Berechnung der mittleren Verbundspannung steht das Verbundgrundgesetz nach Gl. (4.5) mit den Verbundkoeffizienten $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ nach Tab. 4.1 zur Verfügung. In Anlehnung an die Lage der Bewehrung in den im Abschn. 8.2 beschriebenen Versuchskörpern sind $A(\vartheta)$ und $B(\vartheta)$ unter Berücksichtigung der Versuchsparameter "Randlage des Stabes, Betonierrichtung senkrecht zur Stabrichtung, Stab liegt unten" nach der Tabelle 4.1 anzusetzen. Damit wird der in LNG-Behälterwänden vorliegende gute Verbundbereich ausreichend genau berücksichtigt. Die Stabendverschiebung v darf nach [67] genau genug zu $w_m/2$ angesetzt werden, wobei w_m die mittlere Rißbreite ist. Der mittleren Rißbreite werden eigene Versuchsergebnisse bei einer mittleren Beanspruchung zugrunde gelegt [80, 83, 84]. Damit kann τ_{1m} eindeutig berechnet werden. Der Faktor k_3

in Gl. (7.2) erfaßt den Dehnungsverlauf in der wirksamen Zugzone. k_3 ergibt sich nach der CEB/FIP-Mustervorschrift [17] zu

$$k_3 = 0,25 \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1} \quad (7.3)$$

mit ϵ_1 Betonranddehnung der wirksamen Zugzone im Zustand II

ϵ_2 Betondehnung in der anderen, die wirksame Zugzone begrenzenden Faser im Zustand II

Der effektive Bewehrungsgrad μ_{ef} wird nach den Angaben in [61] berechnet.

Mit den Angaben zuvor läßt sich der Verbundeintragungsterm nach Gl. (7.1) berechnen. Der die Krafteinleitung beschreibende Term $k_1 \cdot c$ wird in der Literatur in der Regel mit 5 cm angesetzt. Im folgenden wird $k_1 \cdot c$ mittelbar nach Gl. (7.2) aus dem berechneten Verbundeintragungsterm und dem in den Versuchen gemessenen mittleren Endrißabstand berechnet. Damit lassen sich evtl. Unterschiede des Krafteinleitungsanteils bei RT und TT aufzeigen. Die Tabelle 7.2 enthält die gemessenen mittleren Endrißabstände nach [80, 83, 84] für unterschiedliche Beanspruchung und Betongüten bei RT und TT.

Die Tab. 7.3 enthält das Ergebnis der Koeffizienten $k_1(\vartheta) \cdot c$ und $k_2(\vartheta)$ bei RT und TT für unterschiedliche Betongüten und Beanspruchung. In den Bildern 8.14 und 8.15 ist das Berechnungsergebnis nach Gl. (7.2) mit den Koeffizienten nach Tab. 7.3 dem Versuchsergebnis gegenübergestellt. Das Ergebnis läßt sich wie folgt zusammenfassen: Bei Biegung sowie bei Biegung und Normalkraft beträgt der Krafteinleitungsterm unabhängig von der Betongüte bei TT ca. 6 cm gegenüber 4 cm bei RT. Dieses Ergebnis entspricht tendenziell dem in [27] erarbeiteten. In [27] wird der bei TT zusätzliche Krafteinleitungsterm in linearer Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad betrachtet; hier werden je nach Bewehrungsgrad größere zusätzliche Krafteinleitungsanteile von ca. 2 bis 6 cm angegeben. Eine lineare Abhängigkeit von μ konnte den eigenen Versuchsergeb-

Beanspruchung Biegung = B Normalkraft = N	Beton	ϑ [°C]	Bewehrung	$\mu_1 = \mu_2$ [%]	$\frac{d_s}{\mu_{ef}}$ [cm]	s_{rme} [cm]
N	B 25	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	14,3
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	12,3
		+ 20	2 x 3 Ø 16	0,75	80	9,3
		- 170	2 x 3 Ø 16	0,75	80	8,1
		+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	126	12,5
		- 170	2 x 2 Ø 22	0,96	126	8,9
N	LB45	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	8,8
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	9,7
		+ 20	2 x 3 Ø 16	0,75	80	6,9
		- 170	2 x 3 Ø 16	0,75	80	7,9
B	B 25	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	13,0
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	8,4
		+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	126	11,7
		- 170	2 x 2 Ø 22	0,96	126	10,8
B	LB45	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	7,4
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	8,4
		+ 20	2 x 3 Ø 16	0,75	80	7,3
		- 170	2 x 3 Ø 16	0,75	80	6,5
B + N	B 25	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	129	10,7
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	129	9,7
		+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	126	9,5
		- 170	2 x 2 Ø 22	0,96	126	11,3

Tab. 7.2: Gemessene mittlere Endrißabstände in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart, Betongüte und vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} bei RT und TT nach [80, 83, 84, 90]

nissen nicht entnommen werden. Der Anteil der Verbundeintragslänge am mittleren Endrißabstand ist bei Biegung (Bild 8.14) und bei zentrischer Zugkraft (Bild 8.15) beim LB 45 kleiner als beim B 25; entsprechend kleiner fällt auch der mittlere Endrißabstand beim LB 45 aus. Dies ist auf die unterschiedlichen Faktoren $k_2 = \beta_{bZ}/\tau_{1m}$ für B 25 und LB 45 zurückzuführen. Beim LB 45 steht eine relativ kleine Betonzugfestigkeit einer hohen Verbundgüte gegenüber. k_2 von B 25 ist bei RT und TT nahezu doppelt so groß wie k_2 von LB 45. Bei zentrischem Zug ergeben sich unabhängig von der Betongüte und der Temperatur Krafteinleitungsanteile von 5 cm (Bild 8.15). Bei der Verwendung von

B 25 sind bei TT geringere mittlere Endrißabstände zu verzeichnen als bei RT. Dieses Ergebnis entspricht dem Ergebnis in [117]. Bei der Verwendung von LB 45 ist der Einfluß der Temperatur auf den mittleren Endrißabstand nicht deutlich.

Beanspruchung	Beton	ϑ [°C]	$k_1(\vartheta) \cdot c$ [cm]	$k_2(\vartheta)$ [-]	$\frac{1}{4} \cdot k_2(\vartheta) \cdot k_3$ [-]
Biegung, Biegung und Normalkraft	B 25	+ 20	4,0	0,29	0,053
		- 170	6,0	0,18	0,033
	LB 45	+ 20	4,0	0,15	0,027
		- 170	6,0	0,09	0,016
Normalkraft (Zug)	B 25	+ 20	5,0	0,27	0,068
		- 170	5,0	0,21	0,053
	LB 45	+ 20	5,0	0,13	0,033
		- 170	5,0	0,13	0,033

Tab. 7.3: Zusammenstellung der Koeffizienten $k_1(\vartheta) \cdot c$ und $k_2(\vartheta)$ bei RT und TT für unterschiedliche Betongüten und Lastbeanspruchung (s. Gl. 7.2)

7.2.3 Rißbreiten bei Lastbeanspruchung

Die mittlere Rißbreite wird in der Literatur im allgemeinen nach dem folgenden Ansatz berechnet (z.B. [113]):

$$w_m = s_{rme} \cdot \epsilon_{sm} \quad (7.4)$$

Der Ansatz impliziert eine abgeschlossene Rißbildung und die Vernachlässigung des Einflusses der Betonverformungen. Die Gl. (7.4) läßt sich auch zur Berechnung der mittleren Rißbreite von Stahl- und Spannbetonstäben bei TT anwenden. Hierzu wird $s_{rme}(\vartheta)$ nach Gl. (7.2) mit

den Koeffizienten nach Tab. 7.3 berechnet. Die mittlere Stahldehnung ergibt sich unmittelbar aus Abschn. 6.2.4.3. Bei der Berechnung der mittleren Rißbreite von tiefkalten Bauteilen ist von der Stahldehnung im Riß die Vordehnung infolge der Abkühlung abzuziehen. Im folgenden werden die mittleren Rißbreitenformeln auszugsweise für einen biegebeanspruchten Stahl- und Spannbetonstab aus B 45 und LB 45 bei TT angeschrieben. Es wird davon ausgegangen, daß der Faktor k_2 von B 45 dem von B 25 entspricht, was noch durch zusätzliche Versuche zu erhärten ist. Bei anderen Lastbeanspruchungen, Betongüten und Temperaturen ist entsprechend vorzugehen. Strenggenommen gelten die folgenden Ableitungen nur für Hauptrisse.

Für B 45 gilt bei TT und Biegung:

$$w_m = \left(6,0 + 0,033 \frac{d_s}{\mu_{ef}}\right) \cdot \left[\frac{\sigma_{sz2}^r}{E_{sz2}} - 0,18 \frac{\sigma_{sz2}^{r1} - \sigma_{sz2}^{(0)}}{\sigma_{sz2}^r - \sigma_{sz2}^{(0)}} \cdot \frac{\beta_{bz,9}}{E_{sz2} \cdot \mu_2} - \epsilon_{sz2}^{(0)} \right] \quad (7.5)$$

für LB 45 gilt bei TT und Biegung:

$$w_m = \left(6,0 + 0,016 \frac{d_s}{\mu_{ef}}\right) \cdot \left[\frac{\sigma_{sz2}^r}{E_{sz2}} - 0,22 \frac{\sigma_{sz2}^r - \sigma_{sz2}^{r1}}{\sigma_{sz2}^r - \sigma_{sz2}^{(0)}} \cdot \frac{\beta_{bz,9}}{E_{sz2} \cdot \mu_2} - \epsilon_{sz2}^{(0)} \right] \quad (7.6)$$

Das Bild 7.1 zeigt das Berechnungsergebnis der mittleren Rißbreite eines Querschnitts mit $b/d = 100/70$ cm in Abhängigkeit von der Biegebeanspruchung. Es wird der Einfluß von Temperatur, Betongüte und Vorspannung untersucht. Der Auswertung liegt der Bewehrungsgrad $\mu_2 = 0,75$ % zu Grunde.

Tiefe Temperaturen verringern bei gleicher Beanspruchung die Rißbreiten unter RT-Verhältnissen. Dies ist einerseits auf die Verbundversteifung infolge TT zurückzuführen; andererseits sorgt die Selbstvor-

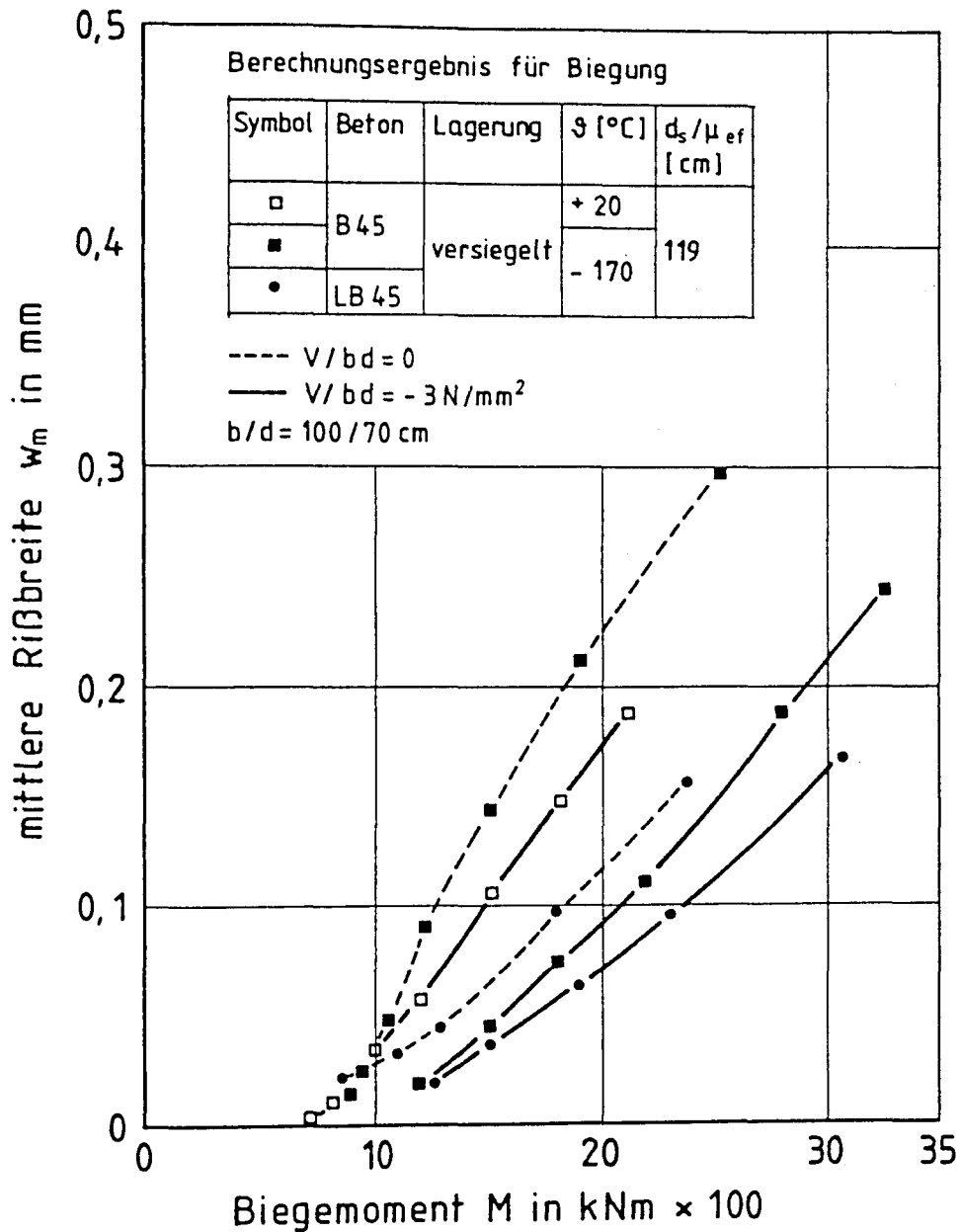


Bild 7.1: Berechnete mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Biegebeanspruchung bei RT und TT; Einfluß von Betongüte und Vorspannung

spannung infolge TT für kleinere Einrißtiefen mit entsprechend kleineren Rißbreiten. Bei der Verwendung von LB 45 sind bei TT kleinere mittlere Rißbreiten zu erwarten als beim B 45. Die Ursache hierfür liegt im wesentlichen in dem unterschiedlichen Zusammenhang zwischen der tieftemperaturabhängigen Betonzugfestigkeit und der mittleren Verbundspannung (s. Tab. 7.3), der beim LB 45 zu kleineren mittleren

Rißabständen führt. Zusätzlich wirkt die höhere Selbstvorspannung bei der Verwendung von LB 45 positiv auf die mittlere Rißbreite. Eine äußere Vorspannung führt, wie zu erwarten, zu deutlich kleineren Rißbreiten.

LNG-Behälter sind so auszulegen, daß die kritische Rißbreite nur mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit überschritten wird. Im allgemeinen wird die kritische Rißbreite unter der Vorgabe von Fraktilwerten durch einen Erhöhungsfaktor aus der mittleren Rißbreite berechnet. Die eigenen Versuche [80, 83, 84] erlauben keine Rückschlüsse auf die kritische Rißbreite, da die Rißbreite in der geschlossenen Kältekammer jeweils nur an zwei Sollrißstellen (s. Abschn. 8.2.1) gemessen werden konnte. Über erste statistische Verteilungen der Rißbreiten bei TT wird in der Arbeit [27] berichtet. Es wird vorgeschlagen, auf Grund von z.Z. noch vorhandenen Unsicherheiten von dem folgenden Ansatz auszugehen:

$$w_k = 2,0 \cdot w_m \quad (7.7)$$

Im Abschnitt 8.3.2.1 wird dieser Ansatz anhand der eigenen Rißbreitenmessungen überprüft.

7.3 Rißbildung von zwangbeanspruchten Stahl- und Spannbetonbauteilen bei einseitigem Kälteschock

7.3.1 Eigenspannungsrißbildung infolge einseitigen Kälteschocks

7.3.1.1 Allgemeines

Eigenspannungen resultieren bei RT-Verhältnissen aus der nichtlinearen Temperaturverteilung über den Querschnitt. Bei TT werden zusätzliche Eigenspannungsanteile aus der tieftemperaturabhängigen Temperaturdehnzahl und dem Elastizitätsmodul von Beton geweckt. Hieraus folgt, daß

bei TT auch bei einer linearen Temperaturverteilung Eigenspannungen im Betonquerschnitt vorhanden sind. Weitere Angaben zu den Eigenspannungen wurden schon in Abschn. 6.2.1 gemacht. Überschreitet die mittlere Eigenspannung in einer RVE [47] die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit, so reißt der Querschnitt ein. Die Eigenspannungsrisse von tieftemperaturbeanspruchten Bauteilen müssen untersucht werden, da sie als Initialstellen die weitere Rißbildung (z.B. Zwangrisse) beeinflussen und die Steifigkeit des Querschnitts herabsetzen.

Die Forschungsarbeiten [16, 33, 122, 132] beschäftigen sich eingehend mit den Eigenspannungen. Die Verfasser beschreiben die Eigenspannungsverteilung mit Hilfe der sog. D-Funktionen. Die Ableitungen setzen voraus, daß der E-Modul und die Temperaturdehnzahl über den Querschnitt konstant und die Temperaturdehnzahl von Beton und Betonstahl gleich groß sind. Diese Voraussetzungen treffen bei TT nicht zu, so daß die Ableitungen hier nicht angewendet werden können.

Leonhardt [58] geht in seinem empirischen Ansatz davon aus, daß bei relativ zur Plattendicke niedrigen Zugzonen der Rißabstand s_{rm} und die Rißtiefe r im Verhältnis $s_{rm}/r \approx 2 \div 6$ stehen.

In [70] werden die Rißabstände, Rißbreiten und Einrißtiefen von unbewehrten und bewehrten Querschnitten mittels der FE-Methode bestimmt. Dabei wird eine Temperaturverteilung auf eine Scheibe aufgebracht, die einen Ausschnitt aus einem vorgegebenen Rißbild darstellt. U.a. wird das Ergebnis erarbeitet, daß die Einrißtiefe durch Einlegen von Bewehrung nicht verändert wird. Das Ergebnis trifft - wie noch gezeigt wird - bei TT nicht zu, da die zuvor genannten TT-Randbedingungen im Berechnungsmodell nach [70] nicht aufgenommen sind.

In [131] werden zur Klärung von Eigenspannungsrisen erste Kälteschockversuche an 15 cm dicken Stahlbetonplatten unter Verwendung von Flüssigstickstoff vorgestellt; die Versuchskörper zeigten keine Risse. Ähnliche Versuche an Würfeln mit der Kantenlänge von 20 cm ergaben feine Netzrisse mit Rißtiefen von 5 bis 7 mm.

Die Arbeit [110] baut bei der Berechnung der Eigenspannungsrißtiefe

auf den Überlegungen von Iványi [47] auf (s. Abschn. 6.2.2). In [110] wird die Mindestdicke von Betonquerschnitten, ab der ein Eigenspannungsrißbild erwartet werden kann, mit $d = 50$ cm angegeben. Eigene Versuche [81] sowie der im folgenden erläuterte Ansatz zeigen jedoch, daß die Mindestdicke nach [110] zu hoch angesetzt wird.

7.3.1.2 Berechnung der Eigenspannungen und der Eigenspannungsrißtiefe

Es wird davon ausgegangen, daß die Temperaturverteilung über den Querschnitt zu dem zu untersuchenden Kühlzeitpunkt bekannt ist. Die Spannungsermittlung im Zustand I erfolgt nach dem allgemeinen Berechnungsmodell nach Abschn. 6.2.1 mit der Lösung nach Anlage A6. Die äußeren Schnittgrößen M und N sind zu Null zu setzen. Mittels der Betonlammellenteilung wird die in den bisherigen Ansätzen fehlende Veränderlichkeit von Beton-E-Modul und Temperaturdehnzahl über den Querschnitt berücksichtigt. Darüber hinaus wird bei bewehrten Querschnitten das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von Stahl und Beton erfaßt; strenggenommen werden in diesem Fall nach den Definitionen in Abschn. 6.2.1 Eigenspannungen plus innere thermische Zwangspannungen ermittelt. Die Berechnung der Einrißtiefe erfolgt unter Beachtung des Einrißkriteriums von Iványi [47] nach Abschn. 6.2.2.

Das Berechnungsergebnis wird beispielhaft für einen baupraktischen Querschnitt aus B 45 mit einer Dicke von $d = 70$ cm vorgestellt. Der Querschnitt sei infolge LNG einseitig kältegeschockt. Die Kühlzeit betrage 0,4 Stunden. Die Betonspannungsverteilung ist im Bild 7.2 unter der Berücksichtigung unterschiedlicher Parameter dargestellt. Zu dem betrachteten Kühlzeitpunkt entwickeln sich im Randbereich der Kühlseite und der "warmen" Seite Betonzugspannungen, im Kernbereich Druckspannungen. Es wird deutlich, daß die Betonspannungsgradienten an der Kühlseite bei der Annahme eines konstanten $E_{b,RT}$ kleiner sind als die Spannungsgradienten bei über den Querschnitt veränderlichem E_b -Modul. Bei $E_b = E_{b,RT} = \text{konstant}$ beträgt die Betonspannung an der Außenkante ca. $+ 23 \text{ N/mm}^2$, bei veränderlichem E_b ca. $+ 34 \text{ N/mm}^2$. Wird der Betonquerschnitt symmetrisch bewehrt, so verschiebt sich die Eigenspannungskennlinie des Querschnitts mit $\mu_1 = \mu_2 = 0$ infolge der

Selbstvorspannung aus dem inneren thermischen Zwang in die negative Spannungsrichtung. Die gleiche Wirkung hat eine äußere Vorspannung.

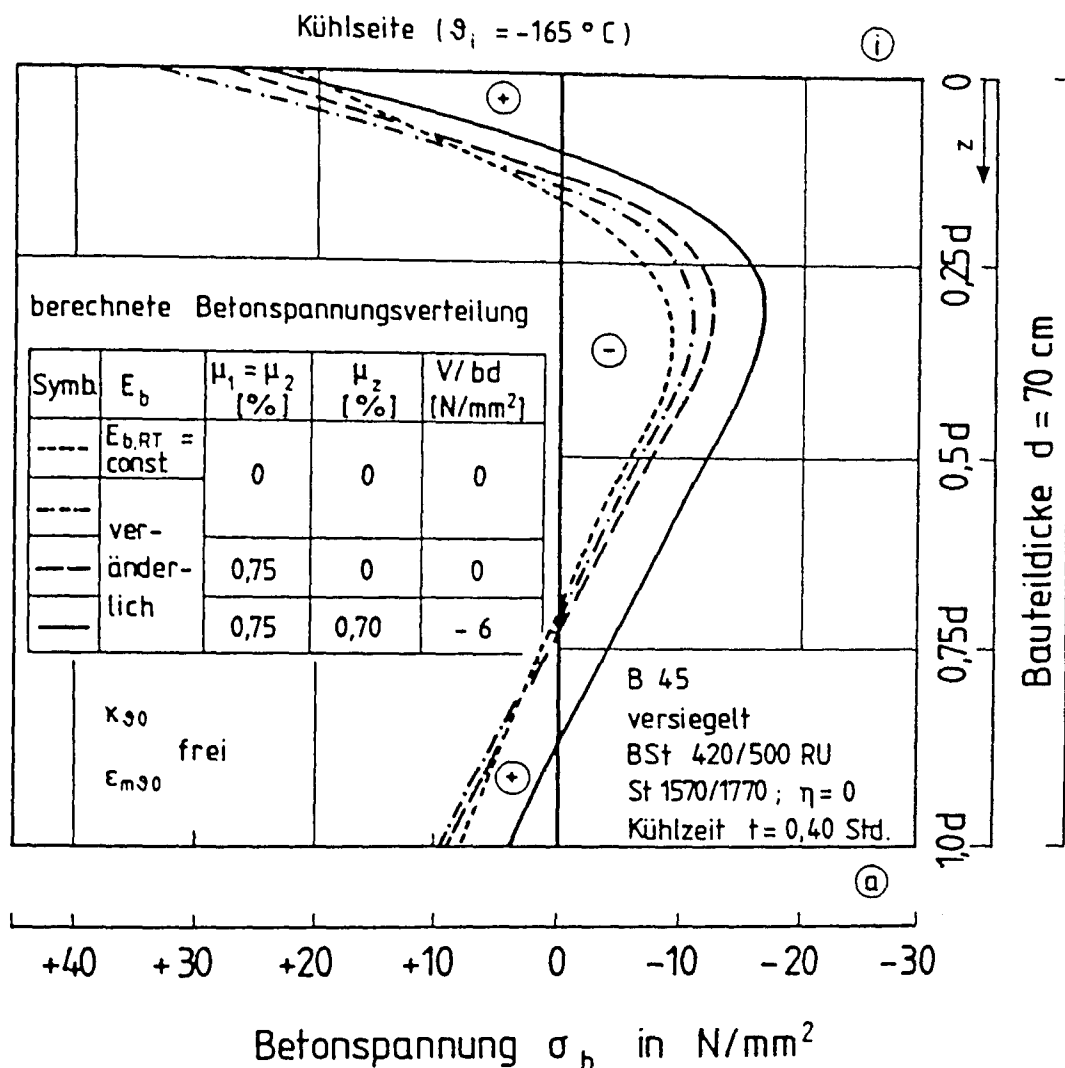


Bild 7.2: Berechnete Betonspannungsverteilung über den Querschnitt (B 45, $d = 70$ cm) infolge einseitigen Kälteschocks (Kühlzeit $t = 0,4$ Std.); Einfluß von Bewehrung, Vorspannung und Beton-E-Moduli

Im Bild 7.3 ist die Entwicklung der Einrißtiefe an der Kühlseite und an der warmen Seite in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. Der unbewehrte Betonquerschnitt aus B 45 reißt unmittelbar nach dem Kühlbeginn an der Kühlseite bis auf $r \approx 0,2 d$ ein; eine Vergrößerung der Einrißtiefe findet bei weiterer Kühlung nicht statt. In [41] wird die

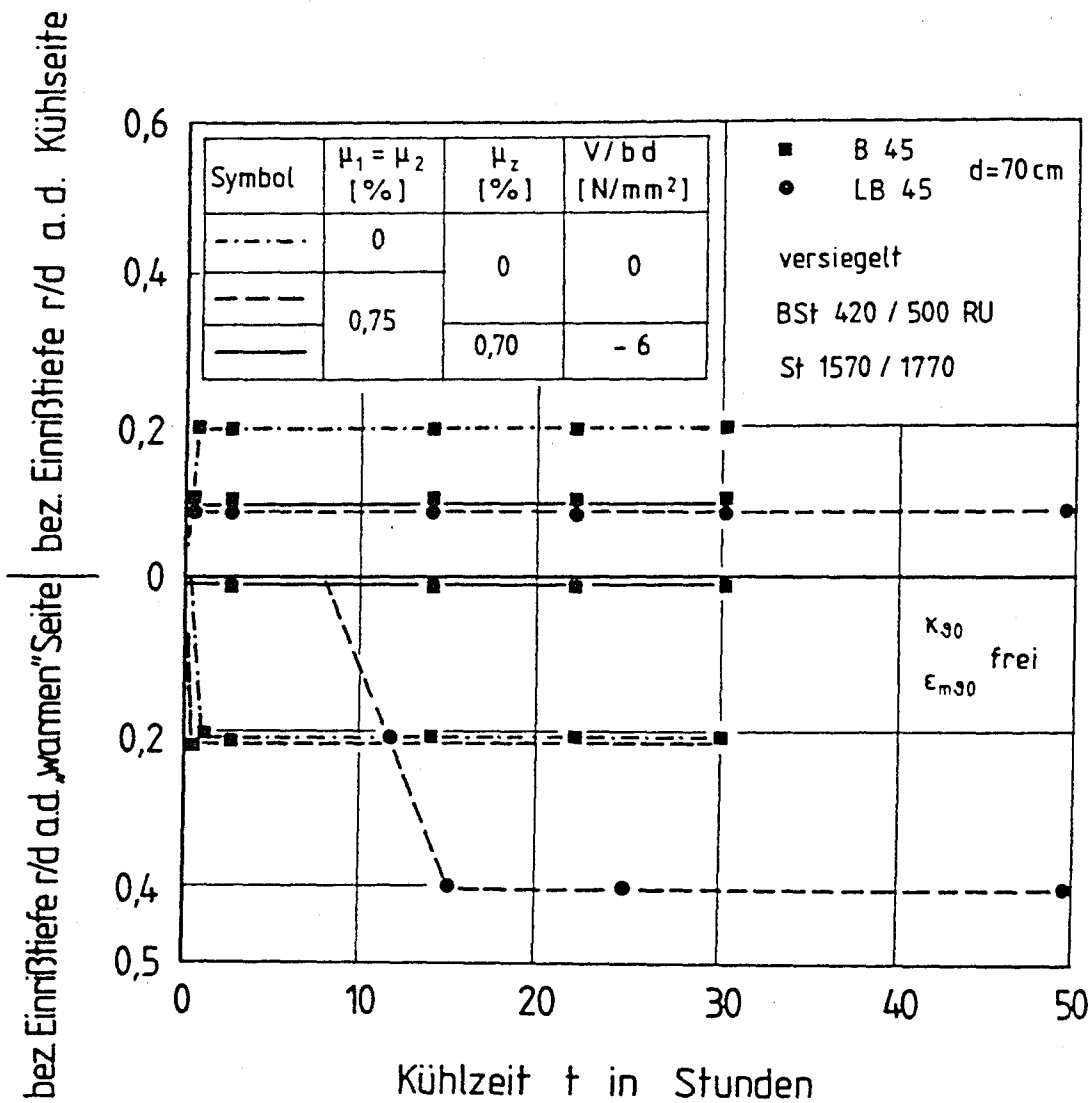


Bild 7.3: Entwicklung der Einrißtiefen an der Kühlseite und an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite infolge einseitigen Kälteschocks bei freier Verformbarkeit (κ_{30} , ϵ_{m30} frei) in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß von Betongüte, Bewehrung und Vorspannung

maximale Einrißtiefe mit $\max r = 0,22 d$ angegeben. Der Stahlbetonquerschnitt (LB 45, B 45) reißt aufgrund seiner Selbstvorspannung infolge Abkühlung nur bis auf $\max r \approx 0,1 d$ ein. Die hohen Betonzugspannungen an der Kühlseite können mittels einer wirtschaftlichen Vorspannung nicht überdrückt werden; an der Kühlseite entstehen ebenfalls Einrisse mit $r \approx 0,1 d$. Bewehrte und unbewehrte Betonquerschnitte aus B 45 reißen ca. 0,5 Stunden nach dem Kühlbeginn auf $r \approx 0,2 d$ an der warmen Seite ein; diese Einrißtiefe bleibt bei weiterer Durchkühlung unverän-

dert. Eine Vorspannung mit $V/bd = - 6 \text{ N/mm}^2$ verhindert das Einreißen an der warmen Seite (Bild 7.2). Bei Stahlleichtbetonstäben (LB 45, versiegelte Lagerung) setzt diese Einrißbildung erst nach ca. 10 Stunden ein (Bild 6.7). Nach ca. 15 Stunden haben sich maximale Einrißtiefen von $r \approx 0,4 d$ entwickelt.

Die Ausführungen zuvor verdeutlichen, daß die bisherigen Ansätze zur Ermittlung von Eigenspannungen und damit von Einrißtiefen bei TT keine Gültigkeit besitzen. Die über den Querschnitt veränderlichen Materialkennwerte Beton-E-Modul, Temperaturdehnzahl, Betonzugfestigkeit sowie der Einfluß des inneren thermischen Zwangs müssen berücksichtigt werden.

7.3.2 Entwicklung des Rißbildes bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks

Die Entwicklung des Rißbildes wird im wesentlichen durch die Kühlbedingungen (direkte oder indirekte Beaufschlagung mit dem Kühlmittel), die zeitliche Entwicklung des Zwangantriebs, die Behinderungsgrade der Verformungen, durch eine Vorspannung bzw. Selbstvorspannung und die Verbundeigenschaften bestimmt.

Allgemein läßt sich die zeitliche Abfolge der Rißentwicklung wie folgt angeben: Unmittelbar nach dem Kühlbeginn sind an der Kühlseite Eigenspannungsrisse zu erwarten (Bild 6.7). Diese entstehen bei den extrem tiefen Temperaturen der zu lagernden Flüssiggase bei gelinerten und ungelinerten Bauteilen gleichermaßen. Es existiert kein Zustand I nach dem Kühlbeginn.

Die Eigenspannungsrißbildung wird vom sofortigen Aufbau des Biegezwangs begleitet (Bild 6.23). Gleichzeitig entwickeln sich an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite Zugeigenspannungen (Bild 6.11). Bei ausreichend hoher Biegezwangung, $N_{zw} = 0$ und Vorspannung werden die "Zugspannungen in der Druckzone" ausreichend klein gehalten oder sogar überdrückt, so daß in diesem Fall keine Risse an der warmen Seite zu erwarten sind (Bilder 6.15, 6.16). Mit wachsendem Biegezwang entwickeln sich aus den Eigenspannungsrisen als Initialstellen heraus die

Biegezwangrisse mit zunehmender Einrißtiefe. Die Biegezwangrisse entwickeln sich nicht aus allen Eigenspannungsrisen heraus (Bild 8.18). Die Ursache hierfür liegt in dem geringen Rißabstand von ca. 5 bis 10 cm der Eigenspannungsrisse; es wird neben einem vorhandenen Biegezwangriß eine größere Länge benötigt, um über Verbund- und Krafteinleitung ausreichend hohe Betonzugspannungen mit ausreichender Verteilung zur Erzeugung des nächsten Biegezwangrisses aufzubauen. Die maximale Einrißtiefe wird im wesentlichen durch die Größe des Biegezwangmoments, die Vorspannung bzw. Selbstvorspannung und die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit bestimmt. Mit zunehmender Durchkühlung schließen sich die Eigenspannungsrisse zum Teil wieder; zum Teil bleiben sie infolge der Zwangbeanspruchung weiter geöffnet (Bild 8.18). Beim Vergleich des Zwangendrißbildes (Bild 8.18) mit dem Endrißbild infolge Lastbeanspruchung (Bilder 8.12, 8.13) fällt auf, daß bei Zwangbeanspruchung die Nebenrisse nicht in die Hauptrisse einmünden. Die Nebenrisse sind senkrecht zur Stabachse verlaufende Risse mit gegenüber den HR kleineren Einrißtiefen. Die Ursache hierfür ist die Vorzeichnung der Biegezwangrisse durch die senkrecht verlaufenden Eigenspannungsrisse. Eine weitere wesentliche Erscheinung ist, daß sich die Biegezwangrisse bei $N_{ZW} = 0$ bei der Verwendung von B 45 nach dem Erreichen einer maximalen Rißbreite bis auf eine verbleibende kleinere Rißbreite wieder schließen. Dies ist auf den Verlauf des Biegezwangmoments mit einem ausgeprägten Maximum (Bild 6.12) während der Abkühlung zurückzuführen.

Der zentrische Zwang und der innere thermische Zwang entwickeln sich im Zuge der weiteren Abkühlung verzögert gegenüber der Beanspruchung aus Eigenspannungen und Biegezwang (Bild 6.24). Bei relativ geringer Biegezwangbeanspruchung und Vorspannung bzw. Selbstvorspannung ist davon auszugehen, daß die Betonspannungen an der warmen Seite aus der Überlagerung der positiven Eigenspannungen und den Spannungen aus dem zentrischen Zwang die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit erreichen; mit wachsendem zentrischen Zwang reißt der Querschnitt von der Kühlseite und der warmen Seite her gleichzeitig ein, bis schließlich der Durchriß folgt (Bilder 6.49, 6.51). In [110] wird davon ausgegangen, daß die Trennrißbildung bei zusätzlichem zentrischen Zwang infolge seiner Verzögerung erst erfolgt, nachdem sich das Biege-

rißbild voll entwickelt hat. Die eigenen Berechnungen können dies nicht bestätigen.

7.3.3 Mittlerer Endrißabstand bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks

Die Berechnung des mittleren Endrißabstandes von kältegeschockten Stäben bei Zwangbeanspruchung bereitet einige zusätzliche Schwierigkeiten, da der Verbundspannungsverlauf in der durch Eigenspannungsrisse vorgeschädigten Zugzone nicht bekannt ist. Zusätzlich erschwert die Ermittlung der Krafteinleitungslänge unter Berücksichtigung der Vorschädigung die Berechnung des mittleren Endrißabstandes. Zur Bestimmung des mittleren Endrißabstandes kann wie folgt vorgegangen werden: Zunächst muß die τ_v -v-Beziehung bei entsprechenden Vorschädigungen aus Experimenten (z.B. Ausziehversuche) gewonnen werden. Nach den Ausführungen zuvor entwickeln sich die Zwangrisse im wesentlichen aus den Eigenspannungsrisen heraus. Damit ist der mittlere Endrißabstand der Zwangrisse ein Vielfaches des mittleren Eigenspannungsrißabstandes. Der mittlere Endrißabstand und die Rißtiefe der Eigenspannungsrisse lassen sich am zuverlässigsten experimentell ermitteln (s. Abschn. 8.3.2.2). Unter der Vorgabe des bekannten Rißabstandes und der Rißtiefe der Eigenspannungsrisse wird nun mittels der FE-Methode am Scheibenmodell untersucht, ob am benachbarten Eigenspannungsriß neben einem Zwangriß Betonzugspannungen aufgebaut werden, die die temperaturabhängige Betonzugfestigkeit erreichen und eine ausreichend große Fläche belegen. Trifft dies zu, so entwickelt sich an der Stelle des benachbarten Eigenspannungsrisse ein Zwangriß; trifft dies nicht zu, so wird der übernächste Eigenspannungsriß entsprechend untersucht.

Diese Berechnungsmethode ist baupraktisch unerwünscht. Deshalb wird vorgeschlagen, den mittleren Endrißabstand der Zwangrisse entsprechend Abschn. 7.2.2 nach Gl. (7.2) zu berechnen. Hierzu müssen Versuchsergebnisse hinzugezogen und einige grobe Vereinfachungen getroffen werden. Für einseitig kältegeschockte biegegezwängte Stahlleichtbetonstäbe ergeben sich bei versiegelter Lagerung und Normallagerung die folgenden Faktoren in Gl. (7.2): Die mittlere Verbundspannung berechnet sich unter der Berücksichtigung der schon in Abschn. 7.2.2 erwähn-

ten Lageparameter für den Bewehrungsstab aus dem Verbundgesetz mit den Koeffizienten nach Tab. 4.1. Die Stabendverschiebung wird dabei für die gemessenen Rißbreiten bei einer mittleren Beanspruchung nach Bild 8.20 angesetzt. Die Vorschädigung durch Eigenspannungen und Eigenspannungsrisse wird berücksichtigt, indem die mittlere Verbundspannung pauschal um 1/3 und die tieftemperaturabhängige Betonzugfestigkeit um 1/2 abgemindert werden. Zur Bestimmung des Krafteinleitungsanteils in Gl. (7.2) werden die gemessenen mittleren Endrißabstände für biegezwangbeanspruchte Stäbe bei einseitigem Kälteschock nach [81] herangezogen. Die Rißtypen nach Bild 8.18 werden wie folgt definiert: Die Hauptrisse sind Risse, die von der Kühlseite gemessen mindestens 10 cm ins Bauteilinnere reichen; der mittlere Endrißabstand von Haupt- und Nebenrisen wird 6 cm unterhalb der Kühlseite gemessen. Mit dieser Festlegung bleiben die Eigenspannungsrisse mit sichtbaren Einrißtiefen von ca. 4 bis 5 cm bei der Ermittlung der gemessenen mittleren Endrißabstände unberücksichtigt. Unter Ansatz der gemessenen mittleren Endrißabstände von Haupt- und Nebenrisen berechnet sich der Krafteinleitungsanteil $k_1(\vartheta) \cdot c$ in Gl. (7.2) zu 6 cm (Bild 8.19). Damit lautet der Ansatz zur Berechnung des mittleren Endrißabstandes von HR und NR für biegegezwängte einseitig kältegeschockte Stahlleichtbetonstäbe bei versiegelter Lagerung und Normallagerung:

$$s_{rme}(\vartheta) = 6 + 0,016 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (7.8)$$

Unter Beibehaltung der vereinfachenden Annahmen erhält man für den mittleren Endrißabstand von Biegezwanggrissen (HR + NR) bei der Verwendung von B 45:

$$s_{rme}(\vartheta) = 6 + 0,060 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (7.9)$$

Es ergeben sich gegenüber LB 45 größere mittlere Endrißabstände, im wesentlichen hervorgerufen durch die deutlich größere TT-Betonzugfestigkeit von B 45. Das Berechnungsergebnis für B 45 nach Gl. (7.9) muß allerdings anhand von entsprechenden Versuchen noch überprüft werden.

7.3.4 Rißbreiten bei Zwangbeanspruchung infolge einseitigen Kälteschocks

Die mittlere Rißbreite für einseitig kältegeschockte biegegezwängte Stahlleichtbetonstäbe ergibt sich unmittelbar durch Einsetzen von Gl. (7.8) und Gl. (6.86) in Gl. (7.4). Der Ansatz für LB 45 lautet dann:

$$w_m = \left(6,0 + 0,016 \frac{d_s}{\mu_{ef}}\right) \cdot \left[\frac{\sigma_{s\vartheta z2}^r}{E_{s\vartheta z2}} - 0,037 \frac{\sigma_{s\vartheta z2}^r - \sigma_{s\vartheta z2}^{r1}}{\sigma_{s\vartheta z2}^r} \cdot \frac{\beta_{bz,g}}{E_{s\vartheta z2} \cdot \mu_2} \right] \quad (7.10)$$

Der Ansatz impliziert die mittlere Rißbreite der Hauptrisse. Zur Beschreibung der mittleren Rißbreite von Stahlbetonstäben aus B 45 ist unter Anwendung von Gl. (7.9) entsprechend vorzugehen.

Im Bild 7.4 ist die Entwicklung der mittleren Rißbreite für einseitig kältegeschockte Stahl- und Spannbetonstäbe unter reinem Biegezwang in Abhängigkeit von der Kühlzeit aufgetragen. Es wird der Einfluß der Betongüte und einer Vorspannung untersucht. Die mittlere Rißbreite nimmt bei der Verwendung von B 45 nach dem Erreichen des Maximums nach ca. zwei Stunden Kühlzeit wieder ab. Der Verlauf ist qualitativ an den Verlauf der Stahlspannung im Rißquerschnitt gekoppelt (Bild 6.13). Bei der Verwendung von LB 45 existiert kein ausgeprägtes Maximum; die mittlere Rißbreite ändert sich nach ca. 8 Stunden nur noch unwesentlich. Eine Vorspannung reduziert die mittlere Rißbreite, obwohl vorge-

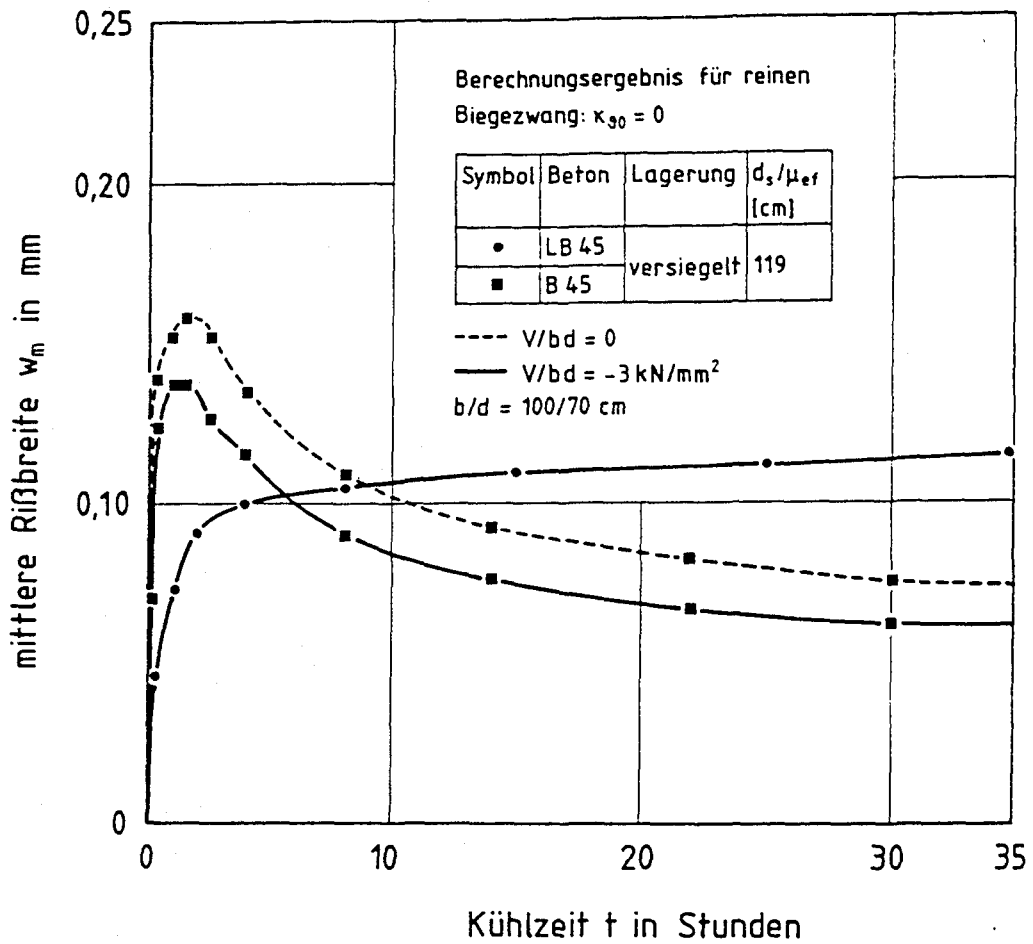


Bild 7.4: Berechnete mittlere Rißbreite von einseitig kältegeschockten biegezwangbeanspruchten Stahl- und Spannbetonstäben in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß von Betongüte und Vorspannung

spannte Stäbe einem deutlich höheren Biegezwang unterliegen als nicht vorgespannte Stäbe.

Zur Beurteilung der kritischen Rißbreite von kältegeschockten gezwängten Stäben können z.Z. nur die eigenen Versuchsergebnisse [81] herangezogen werden. Die Rißbreite wurde in der Regel an ca. 10 Meßstellen in Achse der Biegezugbewehrung gemessen. Es ergaben sich zwar beträchtliche Streubreiten der Meßwerte; alle maximalen Rißbreiten

waren allerdings kleiner als $2,0 \cdot w_m$, so daß der Ansatz für die Berechnung der kritischen Rißbreite nach Gl. (7.7) seine Gültigkeit bei kältegeschockten gezwängten Stäben beibehalten dürfte.

7.4 Zusammenfassung

Die Rißentwicklung lastbeanspruchter Stäbe unterscheidet sich bei TT nicht wesentlich von der bei RT, solange die Selbstvorspannung infolge inneren thermischen Zwangs relativ klein ist (B 45). Im Falle von Vorspannung bzw. einer höheren Selbstvorspannung (V/bd ca. - 2 bis - 3 N/mm^2 bei LB 45) entwickelt sich die Einrißtiefe bei zunehmender Biegebeanspruchung verzögert; die maximale Einrißtiefe bei TT bleibt unter der bei RT. Der mittlere Endrißabstand ist bei TT etwa gleich groß wie bei RT. Bei TT wird bei kleineren Verbundeintragungslängen der Anteil der Krafteinleitung am mittleren Endrißabstand geringfügig größer. Tiefe Temperaturen verringern bei gleicher Beanspruchung die RT-Rißbreiten.

Bei einseitig kältegeschockten gezwängten Stäben werden die Zwangrisse durch die Eigenspannungsrisse vorgezeichnet. Biegegezwängte und zentrisch gezwängte Stäbe können je nach Einspanngraden infolge positiver Eigenspannungen an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite von der Kühlseite und warmen Seite her gleichzeitig einreißen, bis schließlich der Durchriß erfolgt.

Unter Zuhilfenahme von Versuchsergebnissen werden TT-modifizierte halbempirische Ansätze entwickelt, mit denen die mittleren Endrißabstände und die mittleren Rißbreiten last- und zwangbeanspruchter Stahl- und Spannbetonstäbe bei TT berechnet werden können.

8. EIGENE VERSUCHE, VERIFIZIERUNG DES RECHNERISCHEN ANSATZES

8.1 Ziel der Versuche, Modellvorstellung

Zur Verifizierung der in den Abschnitten 6 und 7 vorgestellten Berechnungsansätze wurden vom Verfasser Versuche durchgeführt, über die im Rahmen dieser Arbeit nur in knapper Form berichtet werden kann. Detaillierte Angaben sind den Forschungsberichten [80, 81, 84] zu entnehmen.

Grundsätzlich sind zwei Versuchskörpertypen zu unterscheiden. Einerseits sollen die Versuchskörper Wandausschnitte aus dem LNG-Innenbehälter darstellen, an denen die Verformung und Ribbildung infolge Lastbeanspruchung bei homogenem Tieftemperaturfeld studiert werden. Die Beanspruchungsarten sind Biegung, Biegung und Normalkraft (Zug) sowie zentrischer Zug. Z.B. wird der Anschlußbereich der Zylinderschale an der Bodenplatte infolge LNG-Fülldruck in vertikaler Richtung vorwiegend biegebeansprucht. In einem gewissen Abstand von der Fußeinspannung entfernt erfährt die Zylinderschale bei gleichem Lastfall vorwiegend Ringzugkräfte.

Andererseits sollen die Versuchskörper Wandausschnitte aus dem zylindrischen Außenbehälter idealisieren. Die Versuche beschränkten sich auf die Untersuchung des reinen Biegezwangs sowie der Biegezwangsribbildung infolge eines einseitigen Kälteschocks. Vorwiegend Biegezwang infolge einseitigen Kälteschocks liegt in der Zylinderschale in vertikaler Richtung und Ringrichtung vor.

8.2 Versuchskörper, Versuchsprogramm, Versuchsdurchführung und Messungen

8.2.1 Lastbeanspruchte Versuchskörper bei stationären Tieftemperaturen

Die Versuchskörper hatten Abmessungen $b/d/l = 20/40/380$ cm. Die Bewehrung bestand aus handelsüblichem Bewehrungsstahl der Güte BSt 420/500 RU. Aus der Vielzahl der möglichen Parameter wurden die folgenden untersucht: Temperatur, Bewehrungsgrad, Betongüte und Beanspruchungsart. Die Betongüten waren B 25 und LB 45 mit der Zusammensetzung nach Tab. 2.1, die Beanspruchungsarten Biegung, Biegung und Normalkraft sowie zentrische Zugkraft. In der Tab. 8.1 ist das Versuchsprogramm mit den wesentlichen Parametern zusammengestellt.

Beanspruchung	Beton	ϑ [°C]	Bewehrung BSt 420/500 RU	$\mu_1 = \mu_2$ [%]	Lagerung
Biegung	B 25	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	ver- siegelt
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	
		+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	
		- 170	2 x 2 Ø 22	0,96	
	LB 45	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	
		+ 20	2 x 3 Ø 16	0,75	
		- 170	2 x 3 Ø 16	0,75	
Biegung + Normalkraft (Zug)	B 25	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	ver- siegelt
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	
		+ 20	2 x 2 Ø 22	0,96	
		- 170	2 x 2 Ø 22	0,96	
zentrischer Zug	LB 45	+ 20	2 x 2 Ø 16	0,50	
		- 170	2 x 2 Ø 16	0,50	
		+ 20	2 x 3 Ø 16	0,75	
		- 170	2 x 3 Ø 16	0,75	

Tab. 8.1: Zusammenstellung der Parameter für die lastbeanspruchten Versuchskörper bei homogenem Temperaturfeld

Die Versuchskörper wurden in eine Kältekammer eingebaut, die mit vernebeltem Flüssigstickstoff als Kühlmittel versorgt wurde. Das statische System war ein Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm (Bild 8.1) mit an den Enden eingeleiteten Pressenkräften zur Erzeugung eines konstanten Moments zwischen den Auflagern. Die Versuchskörper waren so betoniert und in die Kältekammer eingebaut, daß die Biegezugbewehrung an der Oberseite der Baupraxis entsprechend im guten Verbund lag. Die Einleitung der zentrischen Zugkraft in die Versuchskörper ist in [84] ausführlich beschrieben.

Die Versuchskörper wurden weitgehend eigenspannungsfrei auf die gewünschte Tieftemperatur abgekühlt und nach Einstellung des homogenen Temperaturfeldes stufenweise belastet. Es wurden die folgenden Messungen durchgeführt:

- Messung der Kräfte mittels Kraftmeßdosen
- Temperaturverteilung im Betonquerschnitt und am Bewehrungsstahl mit Thermoelementen
- integrale Dehnung über eine Meßbasis von 1,60 m in Achse der Bewehrung mittels induktiven Wegaufnehmers; bei den biegebeanspruchten Versuchskörpern in Achse der Biegezugbewehrung und am Druckzontrand
- Stahldehnungen im Bereich zweier Sollrißquerschnitte und außerhalb dieser Bereiche mittels DMS
- Rißbreite an zwei Sollrißstellen in Achse der gezogenen Bewehrung mittels Clips
- Rißentwicklung mittels Rißdetektoren

8.2.2 Zwangbeanspruchte Versuchskörper bei einseitigem Kälteschock

Die biegezwangbeanspruchten Versuchskörper hatten die gleichen Abmessungen und die gleiche Bewehrung wie die lastbeanspruchten Versuchskörper. Die Betongüte der biegezwangbeanspruchten Versuchskörper war einheitlich LB 45 mit der Zusammensetzung nach Tab. 2.1. Die freien Temperaturverformungen infolge einseitigen Kälteschocks wurden an Ver-

suchskörpern aus LB 45 bei versiegelter Lagerung und Normallagerung gemessen sowie auszugsweise an einem versiegelten Versuchskörper aus B 45 mit der Zusammensetzung nach Tab. 2.1 und den Abmessungen $b/d/l = 20/40/100$ cm. Die Tab. 8.2 enthält die wesentlichen Parameter für die einseitig kältegeschockten Versuchskörper.

Beanspruchung	Beton	Temperatur	Bewehrung BSt 420/500 RU	$\mu_1=\mu_2$ [%]	Lagerung
$M_{zw} = N_{zw} = 0$ (Messung freier Temperaturverformungen)	LB 45	in-stationär	2 x 2 Ø 16 2 x 2 Ø 16	0,50 0,50	versiegelt +20°C/65% r.F.
	B 45		2 x 2 Ø 16	0,50	versiegelt
reiner Biegezwang ($N_{zw}=0$)	LB 45		2 x 2 Ø 16 2 x 3 Ø 16	0,50 0,75	versiegelt
			2 x 2 Ø 16 2 x 3 Ø 16 2 x 2 Ø 22	0,50 0,75 0,96	+ 20 °C/ 65 % r.F.

Tab. 8.2: Zusammenstellung der Parameter der einseitig kältegeschockten Versuchskörper

Zur einseitigen schockartigen Abkühlung wurde Flüssigstickstoff mit einer Eigentemperatur von - 196 °C verwendet. Die Beaufschlagung der Betonoberfläche war direkt und damit extrem gewählt. Die Behälter zur Aufnahme des Flüssigstickstoffs bestand aus Kupferfolie, die ca. 8 mm in die Betonoberfläche einbetoniert wurde. Die Versuchskörper erhielten seitlich eine demontierbare Wärmedämmung. Die Unterseite war frei der Umgebungstemperatur ausgesetzt. Damit war die Temperaturentwicklung - den realen Bedingungen bei einem großflächigen Kälteschock entsprechend - eindimensional.

Einerseits wurden die freien Verformungen (κ, ε) und die Eigenspannungsrißbildung infolge einseitigen Kälteschocks gemessen. Andererseits wurde die freie mittlere Krümmung während der einseitigen Abküh-

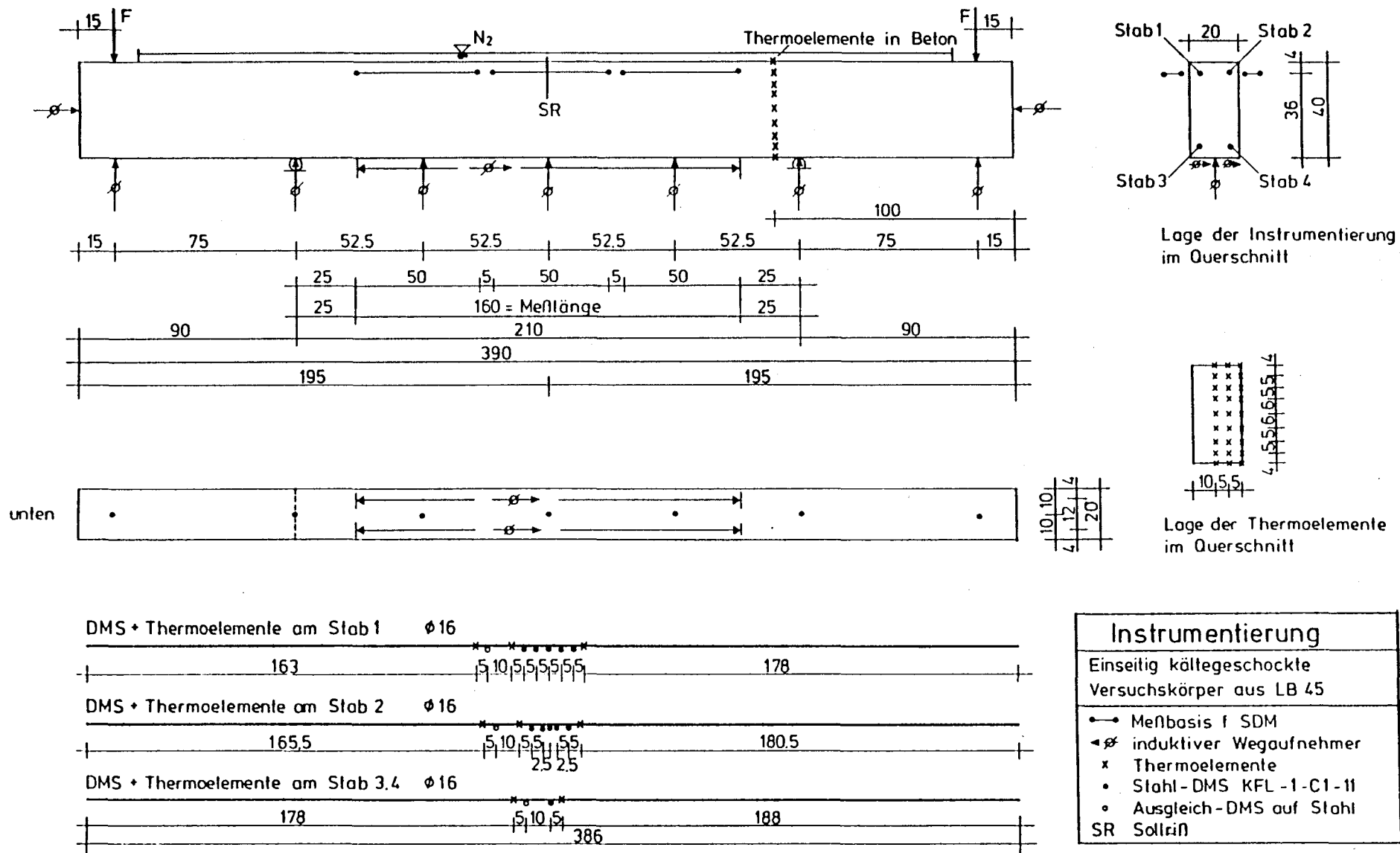


Bild 8.1: Instrumentierungsplan für die infolge einseitigen Kälteschocks biegegezwängten Versuchskörper

lung durch Biegezwang auf ein Minimum kompensiert. Das statische System war ein Einfeldträger mit beidseitigem Kragarm (Bild 8.1). Die Pressenkräfte wurden zur Erzeugung eines konstanten Biegezwangmoments zwischen den Auflagern an den Kragarmenden eingeleitet. Die Entwicklung der Mittendehnung wurde nicht behindert.

Während der Abkühlung wurden die folgenden Messungen durchgeführt (Bild 8.1):

- Pressenkräfte (= Zwangkräfte) mittels Kraftmeßdosen
- Temperaturverteilung über den Querschnitt und am Bewehrungsstahl mit Thermoelementen
- mittlere Dehnung in Achse der Biegezugbewehrung mittels eines Setzdehnungsmessers mit einer Meßbasis von 500 mm
- mittlere Dehnung am Druckzonenrand über eine Meßbasis von 1,60 m mittels induktiver Wegaufnehmer
- Gesamtlängenänderung der Versuchskörper mittels induktiver Wegaufnehmer an den Versuchskörperenden
- Stahldehnungen im Bereich eines Sollrißquerschnitts mittels DMS
- Messung der Durchbiegung der Versuchskörper in Feldmitte, den Viertelpunkten zwischen den Auflagern und an den Auflagern mittels induktiver Wegaufnehmer
- Aufzeichnung der Rißentwicklung am Versuchskörper nach kurzzeitiger Abnahme der seitlichen Dämmung

8.3 Versuchsergebnisse

8.3.1 Verformung last- und zwangbeanspruchter Versuchskörper bei tiefen Temperaturen

8.3.1.1 Verformung infolge Lastbeanspruchung

Im Bild 8.2 sind die berechnete und gemessene Stahldehnung und mittlere Dehnung eines zentrisch gezogenen Stahlleichtbetonstabes aus LB 45 in Abhängigkeit von der Normalkraft bei RT und $\vartheta = -170\text{ °C}$ dargestellt. Die Diskrepanz zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis bei der Erstrißbildung ist auf den Einfluß der Sollrißstelle zurückzuführen. Baupraktisch ist diese Unstimmigkeit ohne Bedeutung. Bedingt durch die hohe Selbstvorspannung und die größere TT-Betonzugfestigkeit liegt der Rißbildungsbereich bei TT auf einem deutlich höheren Beanspruchungsniveau als bei RT. Trotz höherer Beanspruchung unterscheidet sich die Betonmitwirkung bei TT nicht wesentlich von der bei RT. Dies ist auf die Verbundversteifung und die Betonzugfestigkeitserhöhung infolge TT zurückzuführen. Der Vergleich zeigt eine befriedigende Übereinstimmung des Versuchsergebnisses mit dem Berechnungsergebnis nach Abschn. 6.2.4.3.

Das Bild 8.3 zeigt gemessene und berechnete $M-\kappa$ -Linien für Stahlleichtbetonstäbe aus LB 45 bei Lastbeanspruchung in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Bewehrungsgrad. Der RT-Versuchskörper zeigt den typischen Verlauf der $M-\kappa$ -Linie im Rißbildungsbereich nach dem Ansatz von Rao und Rostásy. Dieser Verlauf ändert sich durch die Selbstvorspannung infolge TT grundsätzlich; durch das kontinuierliche langsamere Einreißen bei zunehmender Biegebeanspruchung nimmt die Biegesteifigkeit bei TT im Rißbildungsbereich im Gegensatz zur RT-Biegesteifigkeit allmählich ab (s. Abschn. 6.2.4.4a). Die Betonmitwirkung von LB 45 ist bei höherer Beanspruchung bei TT geringfügig größer als bei RT. Die mittlere Stahldehnung erreicht bei TT erst kurz vor dem Fließbeginn die Stahldehnung im Riß. Es ist im Zustand I und II eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnis nach Abschn. 6.2.4.3a festzustellen.

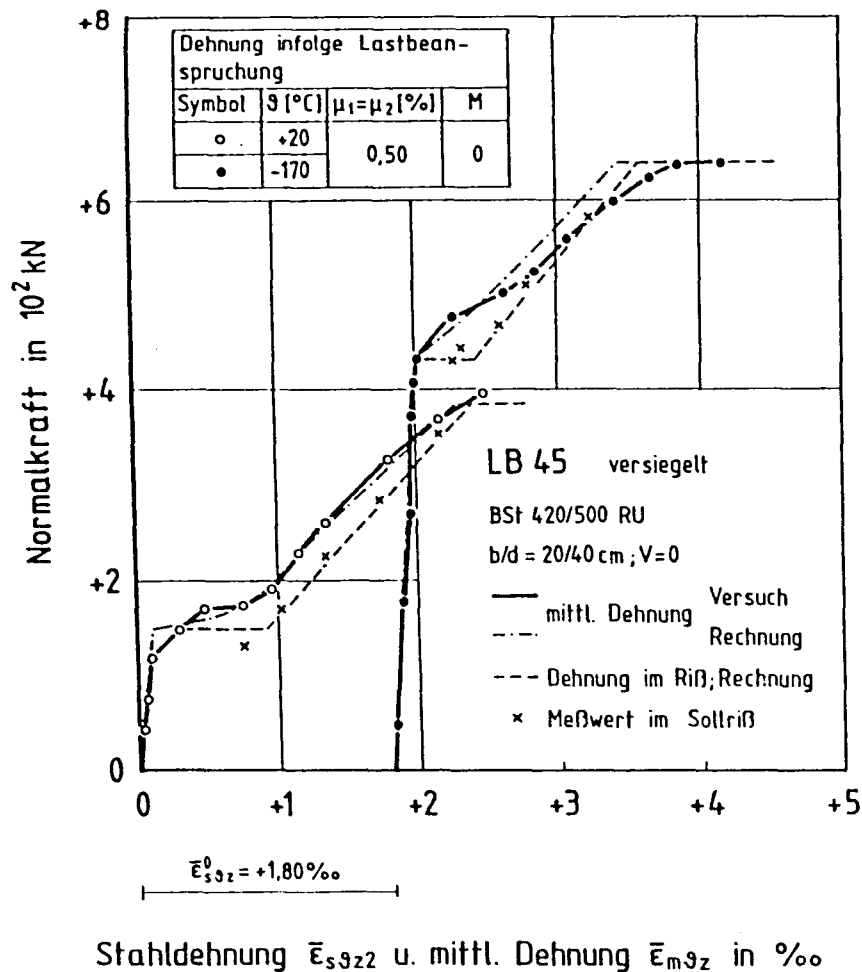


Bild 8.2: Gemessene und berechnete Stahldehnung und mittlere Dehnung eines zentrisch gezogenen Stahlleichtbetonstabes (LB 45) in Abhängigkeit von der Normalkraft bei RT und $\theta = -170\text{ °C}$

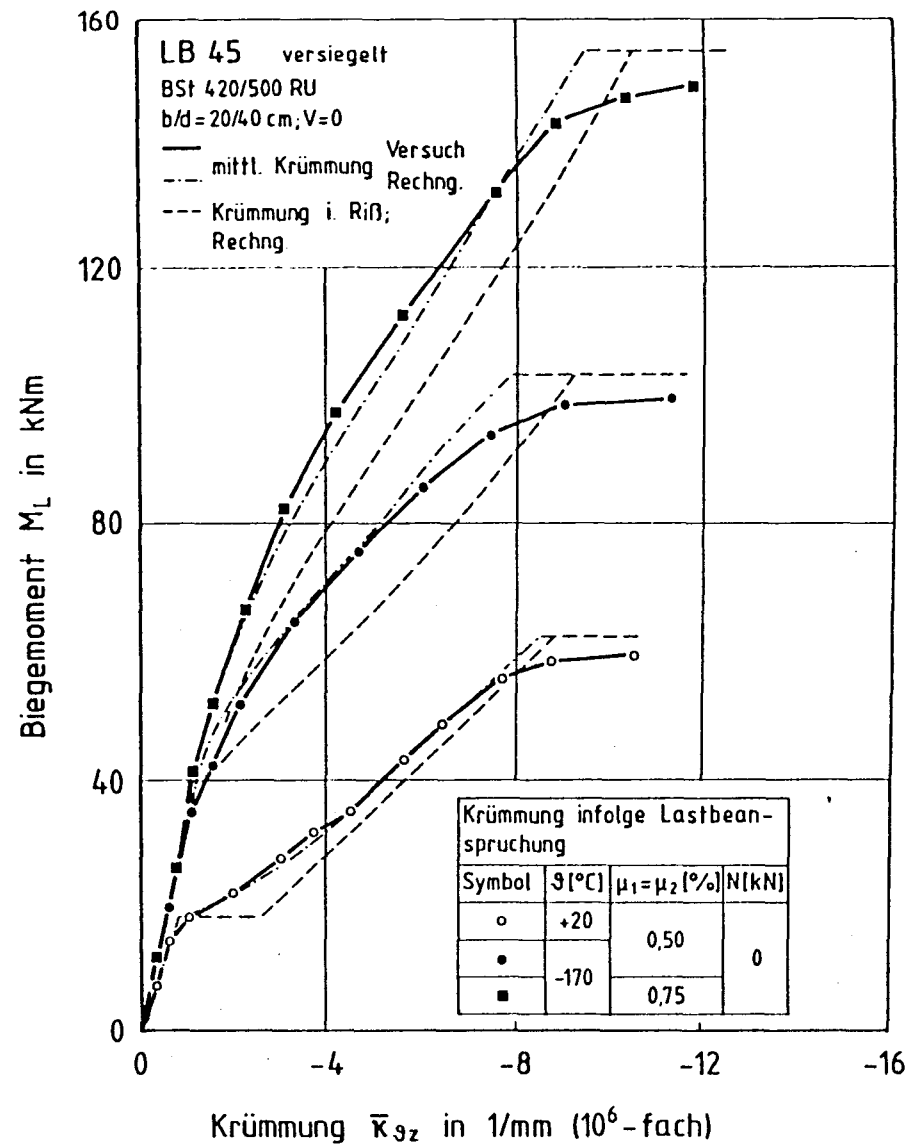


Bild 8.3: Gemessene und berechnete M-κ-Linien für versiegelte Stahlleichtbetonstäbe aus LB 45; Einfluß der Temperatur und des Bewehrungsgrades

8.3.1.2 Freie Verformung und Zwangsbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock

In den Bildern 8.4 und 8.5 sind die gemessenen und berechneten freien Verformungen (κ , ε_m) von Stahlbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks über der Kühlzeit aufgetragen. Die Bilder klären den Einfluß der Betongüte und der Lagerung. Wie schon im Abschn. 6.2.3.2 näher ausgeführt, unterscheiden sich die freien Verformungen von Stäben aus B 45 und LB 45 in ihrer Entwicklung und Größe sehr deutlich. Das Berechnungsergebnis der freien Krümmung weicht vom Meßergebnis zum Teil beträchtlich ab (Bild 8.4). Hierfür sind als Ursachen zu nennen: die nicht zu vermeidenden Unzulänglichkeiten in den TT-Materialgesetzen; die Unkenntnis der aktuellen mittleren Betonfeuchte und deren Verteilung über die Länge der Versuchskörper; die Ungenauigkeiten aus den mathematischen Operationen mit den bei der Berechnung von κ auftretenden sehr kleinen Differenzen. Die prinzipielle Entwicklung der freien Krümmung wird von der Berechnung richtig erfaßt. Das Bild 8.5 verdeutlicht den Einfluß von Expansionsvorgängen beim Gefrierprozeß auf die freie Mittendehnung. Berechnungs- und Versuchsergebnis stimmen gut überein. Die o.g. Fehlereinflüsse haben auf die Mittendehnung geringere Auswirkungen als auf die freie Krümmung.

Im Bild 8.6 wird der eigene rechnerische Ansatz anhand eines in [107] beschriebenen Versuchsergebnisses überprüft. Hier wurden Stahl- und spannbetonstäbe aus B 55 einseitig, ohne Eigenspannungsrisse zu erzeugen, gekühlt und die freie Krümmung gemessen. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist gut.

In den Bildern 8.7 und 8.8 werden das berechnete und gemessene Biegezwangmoment einseitig kältegeschockter Stahlleichtbetonstäbe [81] miteinander verglichen. Es liegen die in den Versuchen gemessenen resultierenden Krümmungen κ_{zw} (s. Anlage A2) zugrunde, die aus versuchstechnischen Gründen nicht genau auf Null gesteuert werden konnten. Die gemessene Entwicklung des Biegezwangmoments wird unter der Berücksichtigung der Betonmitwirkung mit dem Ansatz nach Abschn. 6.2.4.3 gut beschrieben. Das Biegezwangmoment für Zustand I liegt weit über dem für

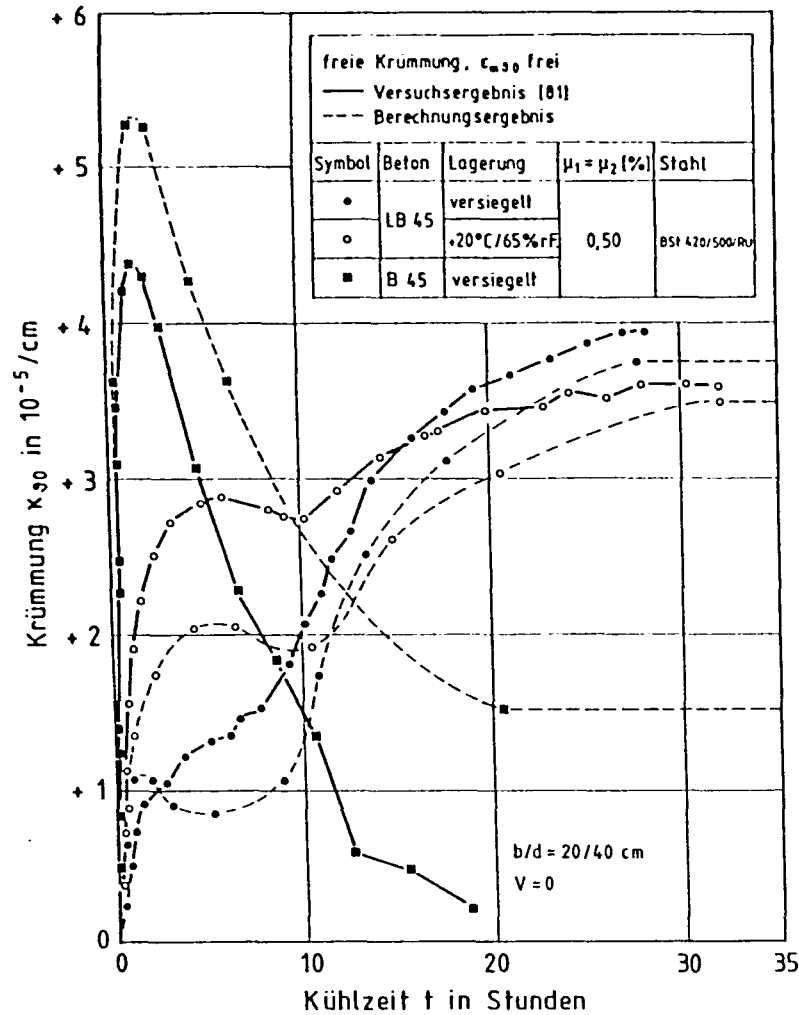


Bild 8.4: Berechnete und gemessene freie Krümmung von Stahlbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks bei freier Längenänderung in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß der Betongüte und Lagerung

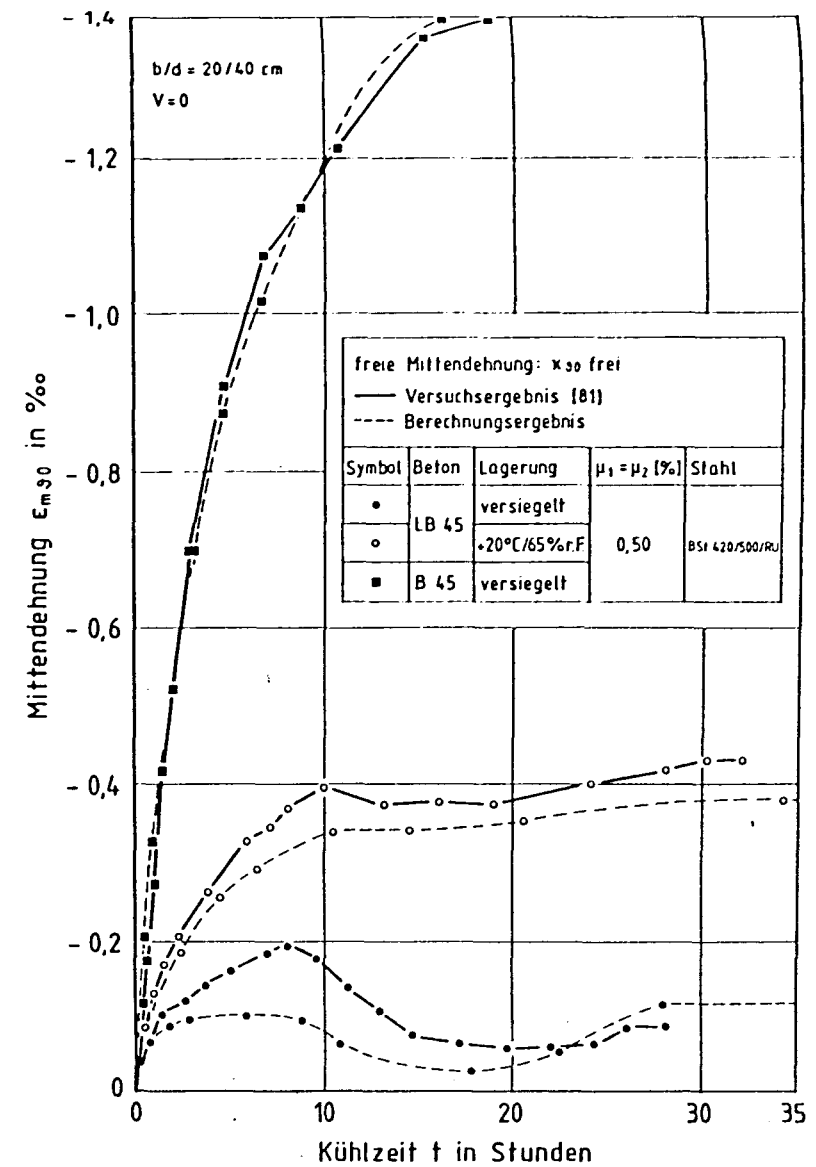


Bild 8.5: Berechnete und gemessene Mittendehnung von Stahlbetonstäben infolge einseitigen Kälteschocks bei freier Krümmung in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß der Betongüte und Lagerung

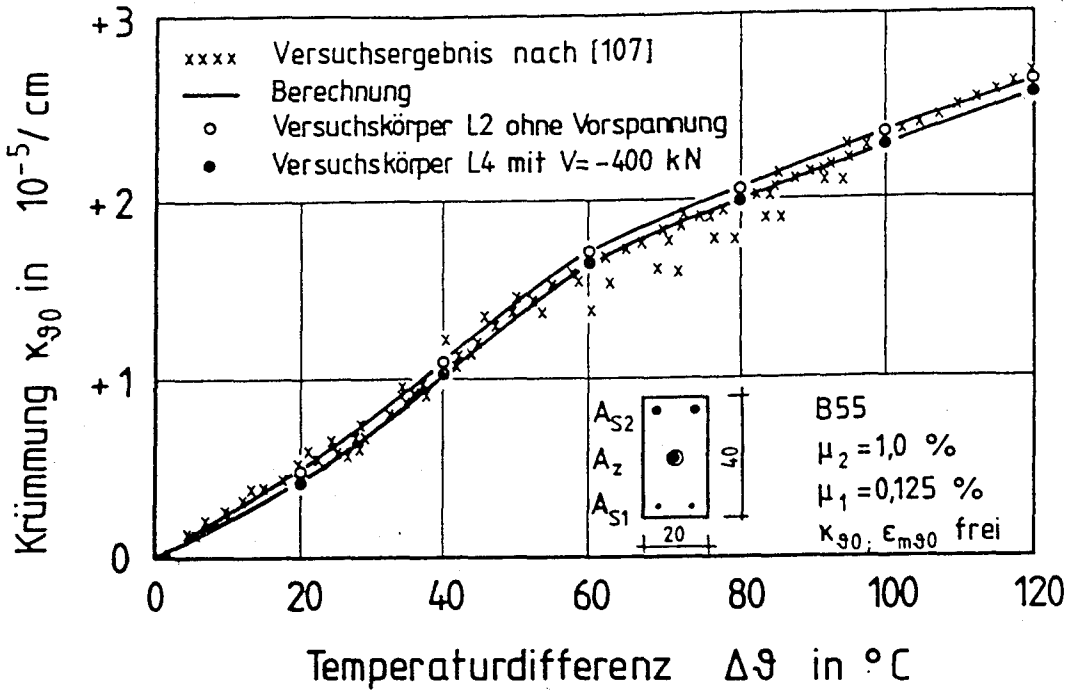


Bild 8.6: Berechnete und gemessene [107] freie Krümmung von Stahl- und Spannbetonstäben aus B 55 bei freier Längenänderung in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz (eigenspannungsfreie Abkühlung)

Zustand II (Bild 8.8). Die Differenz der Biegezugmomente für Zustand II unter der Berücksichtigung der Betonmitwirkung und der Biegezugmomente des "nackten Zustands II" ist sehr klein. Nach den ersten vorliegenden Untersuchungen dürfen deshalb die Biegezugmomente bei derartig extremen einseitigem Kälteschock ausreichend genau im nackten Zustand II ermittelt werden (s. Annahmen in Abschn. 6.2.4.4b).

Im Bild 8.9 ist das Biegezugmoment eines Spannbetonstabes aus B 55 für $\kappa_{zw} = 0$ in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz aufgetragen. Das Versuchsergebnis ist der Arbeit [107] entnommen. Es fällt auf, daß sich die Biegezugmomente im Zustand I und II nicht so deutlich unterscheiden wie bei den zuvor beschriebenen Versuchskörpern. Die eigenen Nachrechnungen ergeben, daß der biegegezwängte Spannbetonstab nach [107] bei maximaler Temperaturdifferenz von 100°C infolge der Vorspannung nur bis auf eine Tiefe von $0,1 d$ einreißt. Die Stahlleichtbetonstäbe reißen dagegen bis auf $0,4$ bis $0,5 d$ ein. Darüber hinaus ist

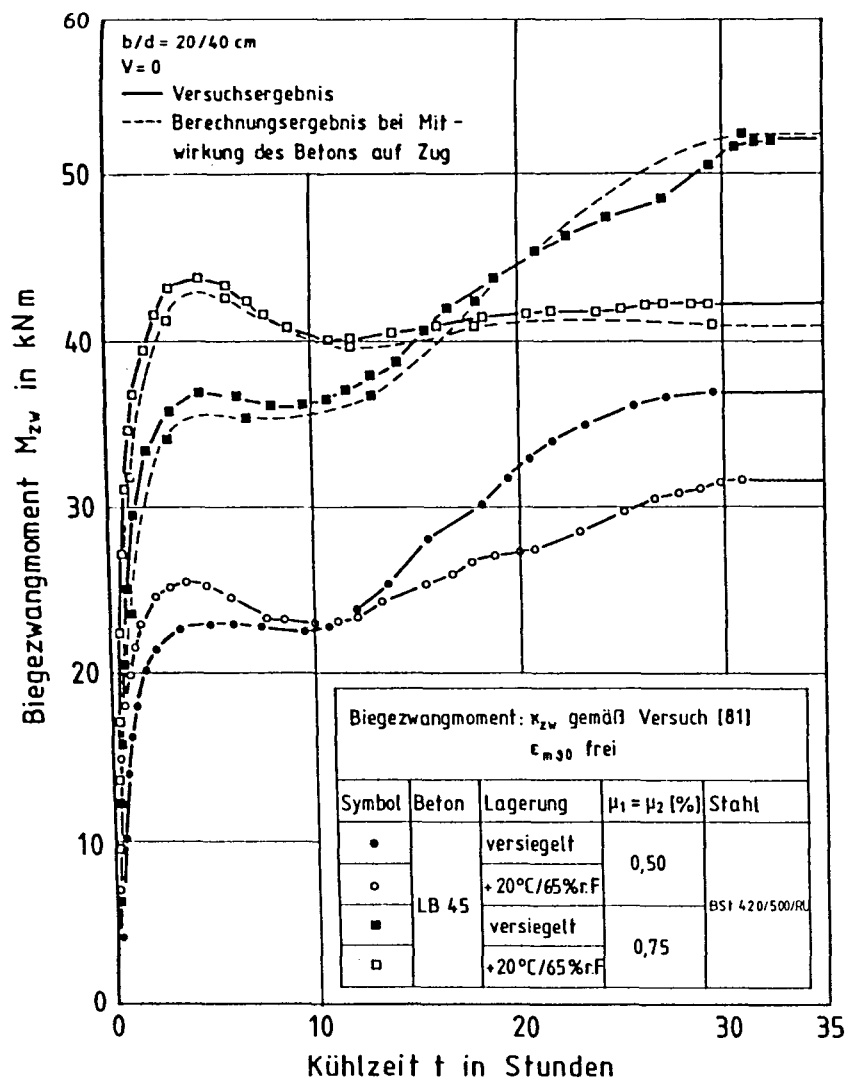


Bild 8.7: Gemessenes und berechnetes Biegezwangmoment von Stahlleichtbetonstäben (LB 45) infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß von Bewehrungsgrad und Lagerungsart (κ gemäß Versuch, ϵ_{m30} frei)

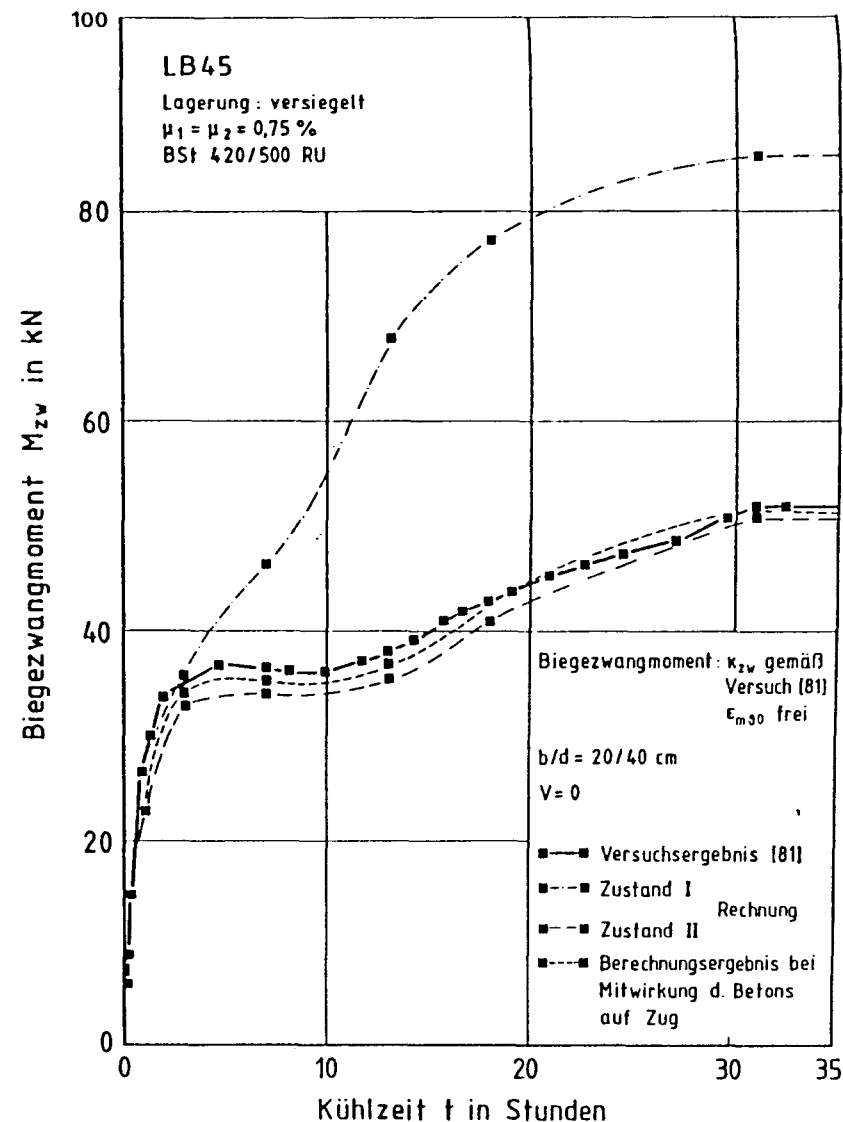


Bild 8.8: Gemessenes und berechnetes Biegezwangmoment eines versiegelten Stahlleichtbetonstabes (LB 45) infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Vergleich: Berechnung im Zustand I, II und bei Betonmitwirkung

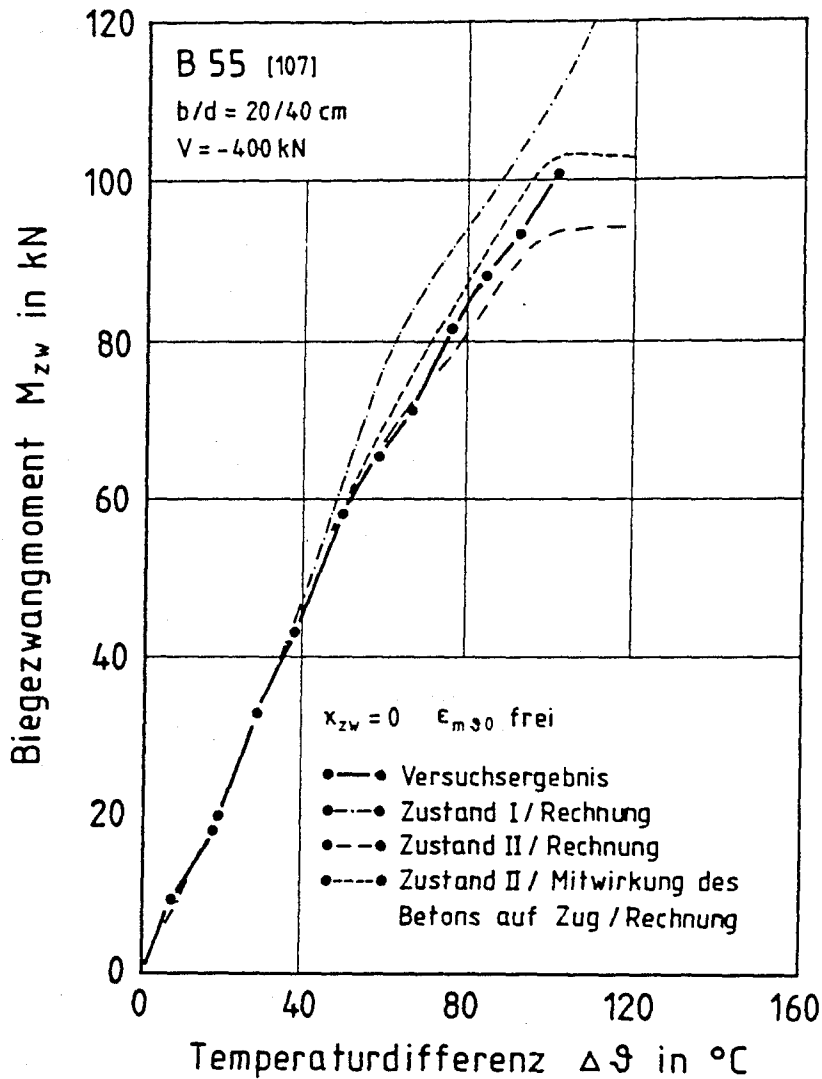


Bild 8.9: Gemessenes und berechnetes Biegezwangmoment eines Spannbetonstabes aus B 55 [107] infolge verhinderter Krümmung in Abhängigkeit von der Temperaturdifferenz (ϵ_{m30} frei)

der prozentuale Zuwachs des E-Moduls von B 55 infolge TT größer als der des LB 45 (s. Bild 2.4).

Die Bilder 8.10 und 8.11 vergleichen das Versuchs- und Berechnungsergebnis der Stahlspannungen im RiB in Stablage 1 und 2 von biegegezwängten Stahlleichtbetonstäben bei einseitigem Kälteschock. Die berechneten Stahlspannungen in Stablage 2 fallen etwas größer aus als die gemessenen. Die Auswertung der eigenen Versuche ergibt, daß die gemessenen Stahlspannungen in Stablage 2 neben dem RiB nur geringfügig

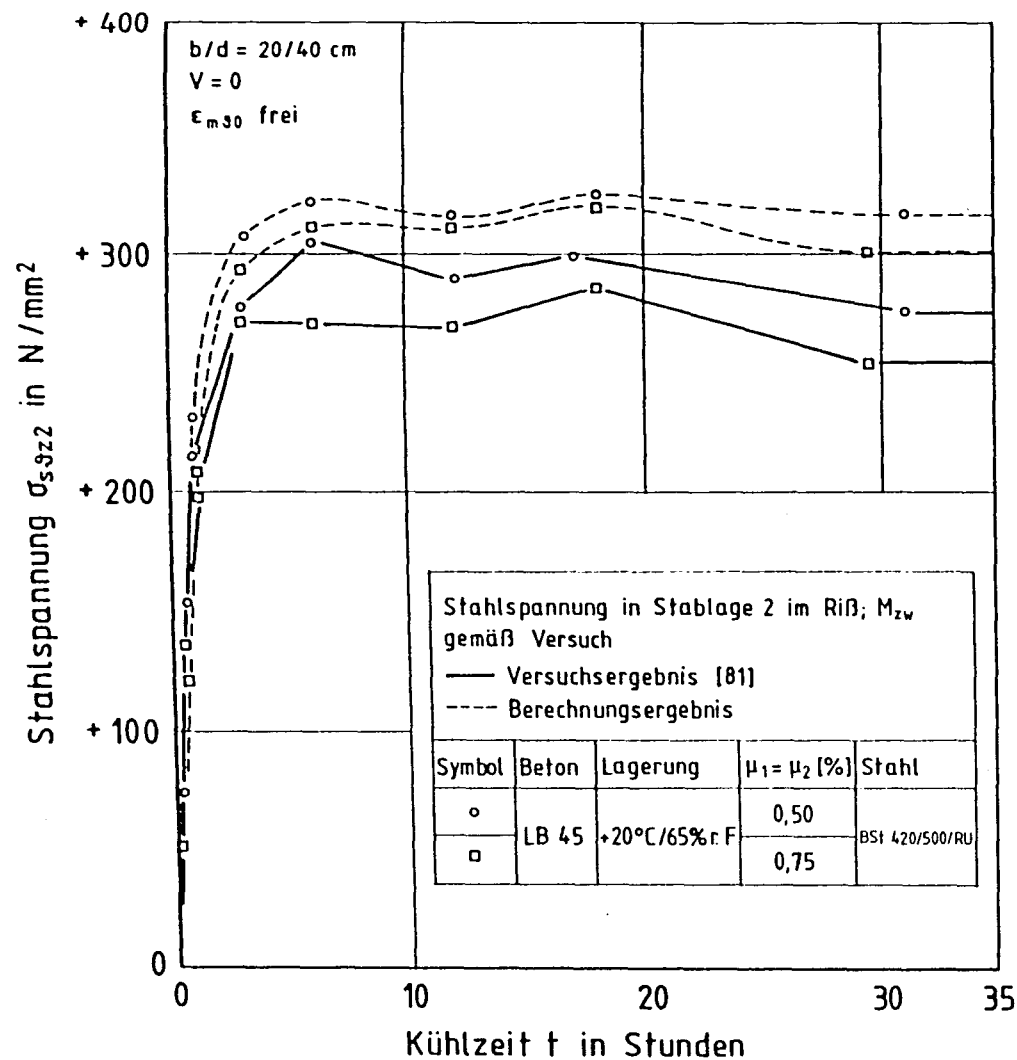


Bild 8.10: Berechnete und gemessene Stahlspannungen in Stablage 2 im Riß von normalgelagerten Stahlleichtbetonstäben (LB 45) infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß des Bewehrungsgrades (M_{zw} gemäß Versuch, ϵ_{m30} frei)

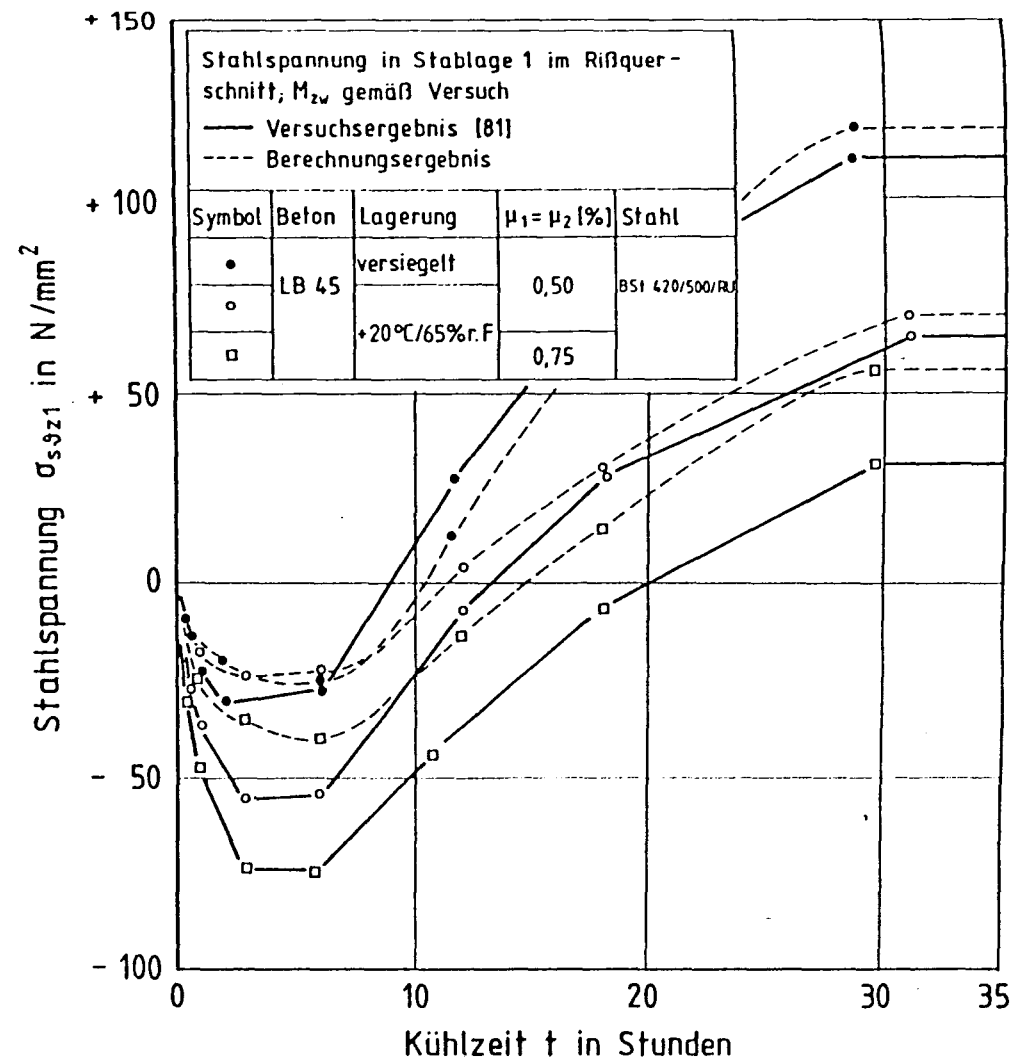


Bild 8.11: Berechnete und gemessene Stahlspannungen in Stablage 1 im Riß von Stahlleichtbetonstäben (LB 45) infolge einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß von Bewehrungsgrad und Lagerungsart (M_{zw} gemäß Versuch, ϵ_{m30} frei)

kleiner sind als die Stahlspannungen im RiB. Dieses Ergebnis ist ein Indiz für die schon zuvor erwähnte geringe Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. In der Stablage 1 werden die anfänglichen Druckspannungen im Stahl von der Berechnung geringfügig unterschätzt. Der Einfluß von Bewehrungsgrad und Lagerung wird von der Berechnung zutreffend erfaßt (s. Abschn. 6.2.3.3).

8.3.2 Rißbildung last- und zwangbeanspruchter Versuchskörper bei tiefen Temperaturen

8.3.2.1 Rißbildung infolge Lastbeanspruchung

Die Bilder 8.12 und 8.13 stellen die unterschiedliche Rißentwicklung von biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben bei RT und TT gegenüber. Bei RT stellen sich unmittelbar nach der Erstrißlast Rißtiefen von ca. 0,5 d ein. Infolge der Selbstvorspannung bei TT sind die Erstrisse kurze Einrisse mit Rißtiefen von ca. 0,1 d. Mit zunehmender Belastung nimmt die Rißtiefe bei TT gegenüber der RT-Rißtiefe kontinuierlich zu. Die Berechnung nach Abschn. 6.2.2 ergibt für die dargestellten Versuchskörper bei RT maximale Einrißtiefen von ca. 0,7 d, bei TT trotz deutlich höherer Bruchlast Einrißtiefen von ca. 0,6 d; das Berechnungsergebnis entspricht in guter Näherung dem Versuchsergebnis (Bilder 8.12, 8.13).

Die Bilder 8.14 und 8.15 zeigen den mittleren Endrißabstand von Stahlbetonstäben aus LB 45 und B 25 in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} bei RT und TT bei unterschiedlicher Lastbeanspruchung. Es wird das Berechnungsergebnis dem Versuchsergebnis gegenübergestellt. Der mittlere Endrißabstand ordnet sich unabhängig von der Temperatur und der Beanspruchungsart nach dem Verbundparameter d_s/μ_{ef} .

Tiefe Temperaturen haben auf den mittleren Endrißabstand (HR + NR) von biegebeanspruchten Stahlbetonstäben keinen deutlichen Einfluß. Dies trifft bei zentrischem Zug (TR + ER) nur bei der Verwendung von LB 45 zu; bei der Verwendung von B 25 ist der mittlere Endrißabstand (TR +

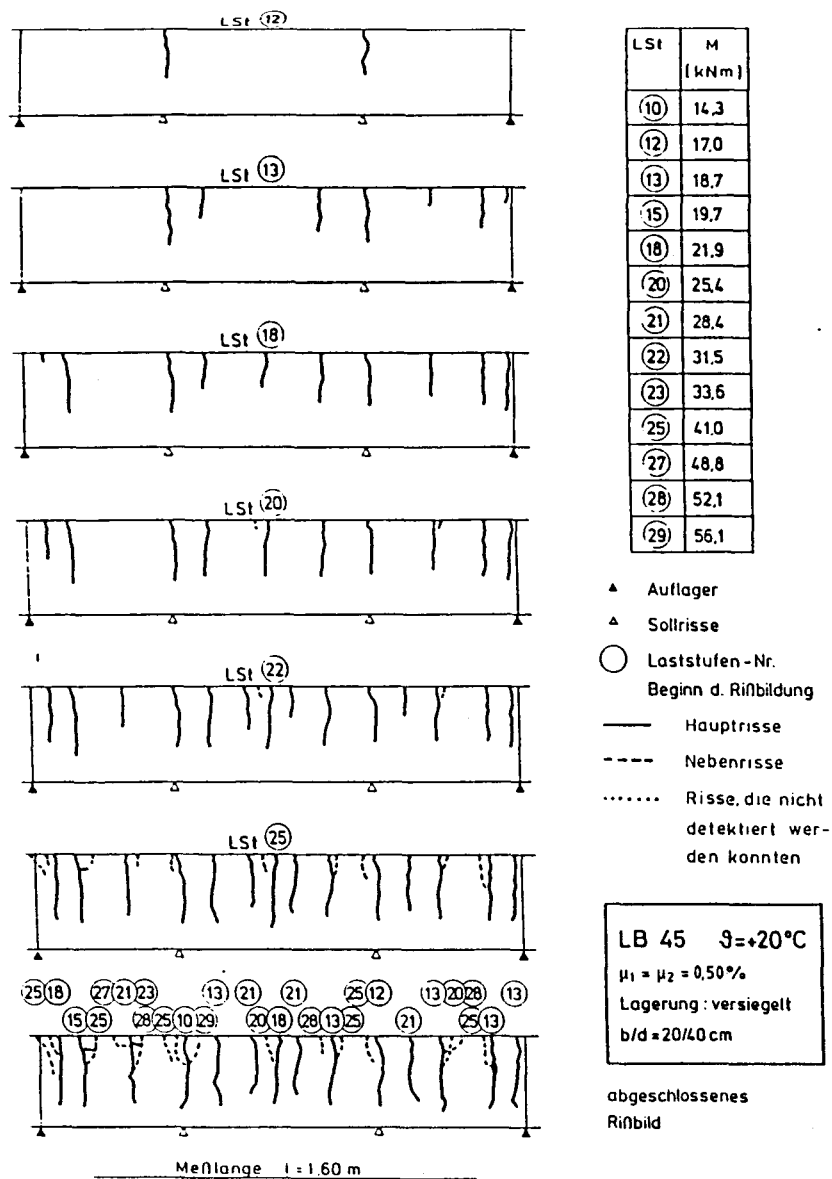


Bild 8.12: Entwicklung des Rißbildes eines Versuchskörpers aus LB 45 bei RT infolge Lastbeanspruchung (Biegung)

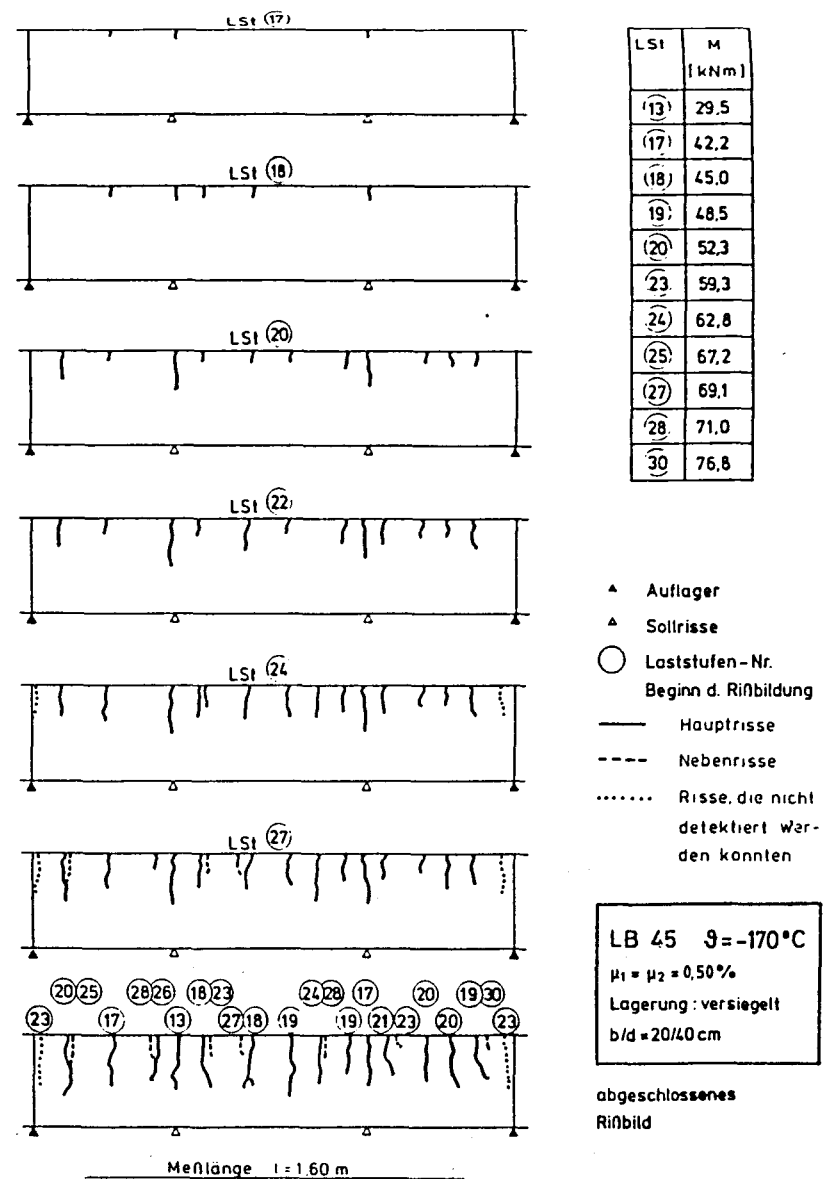


Bild 8.13: Entwicklung des Rißbildes eines Versuchskörpers aus LB 45 bei $\theta = -170^\circ\text{C}$ infolge Lastbeanspruchung (Biegung)

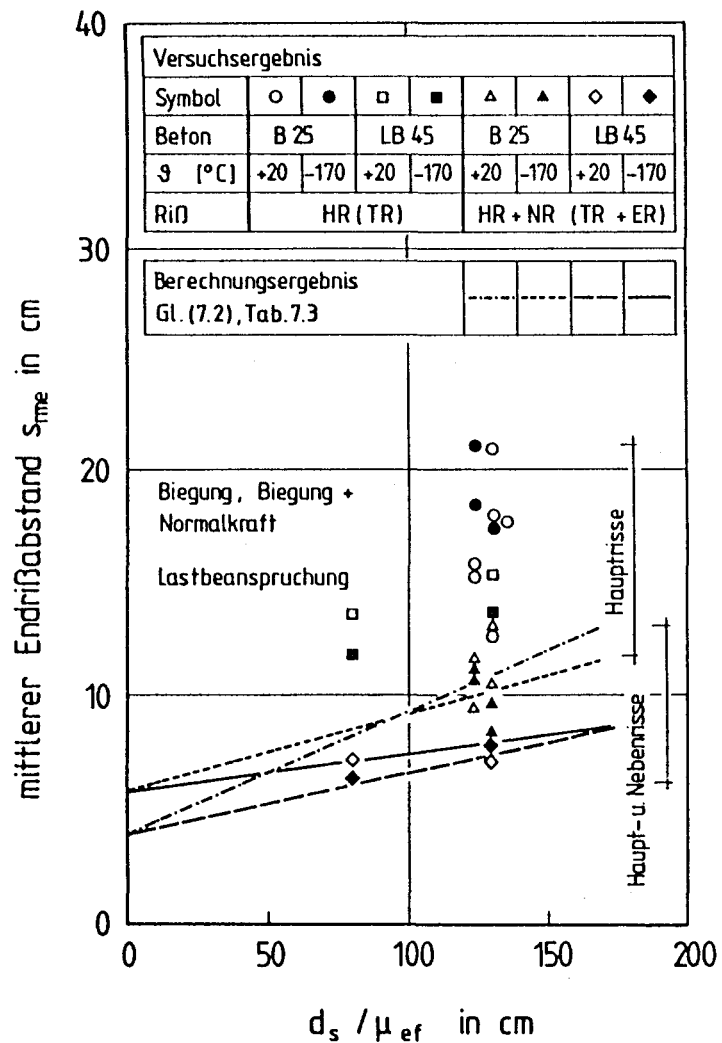


Bild 8.14: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Betongüte bei RT und TT für Biegung sowie Biegung und Normalkraft; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

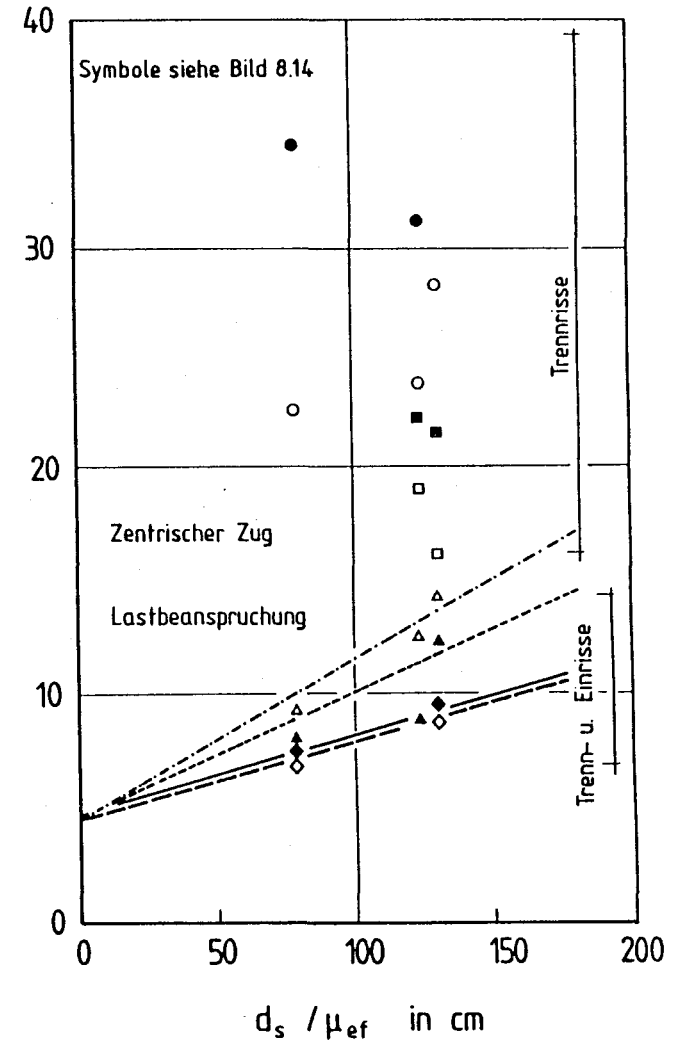


Bild 8.15: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} und von der Betongüte bei RT und TT für zentrischen Zug; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

ER) bei RT größer als bei TT. Die Deutung der Versuchsergebnisse wird in Abschn. 7.2.2 vorgenommen. Weiter ist den Bildern 8.14 und 8.15 zu entnehmen, daß der mittlere Endrißabstand bei zentrischem Zug unabhängig von der Temperatur und der Betongüte größer ist als bei Biegung. Dies ist auf den unterschiedlichen Stahlspannungssprung bei zentri-

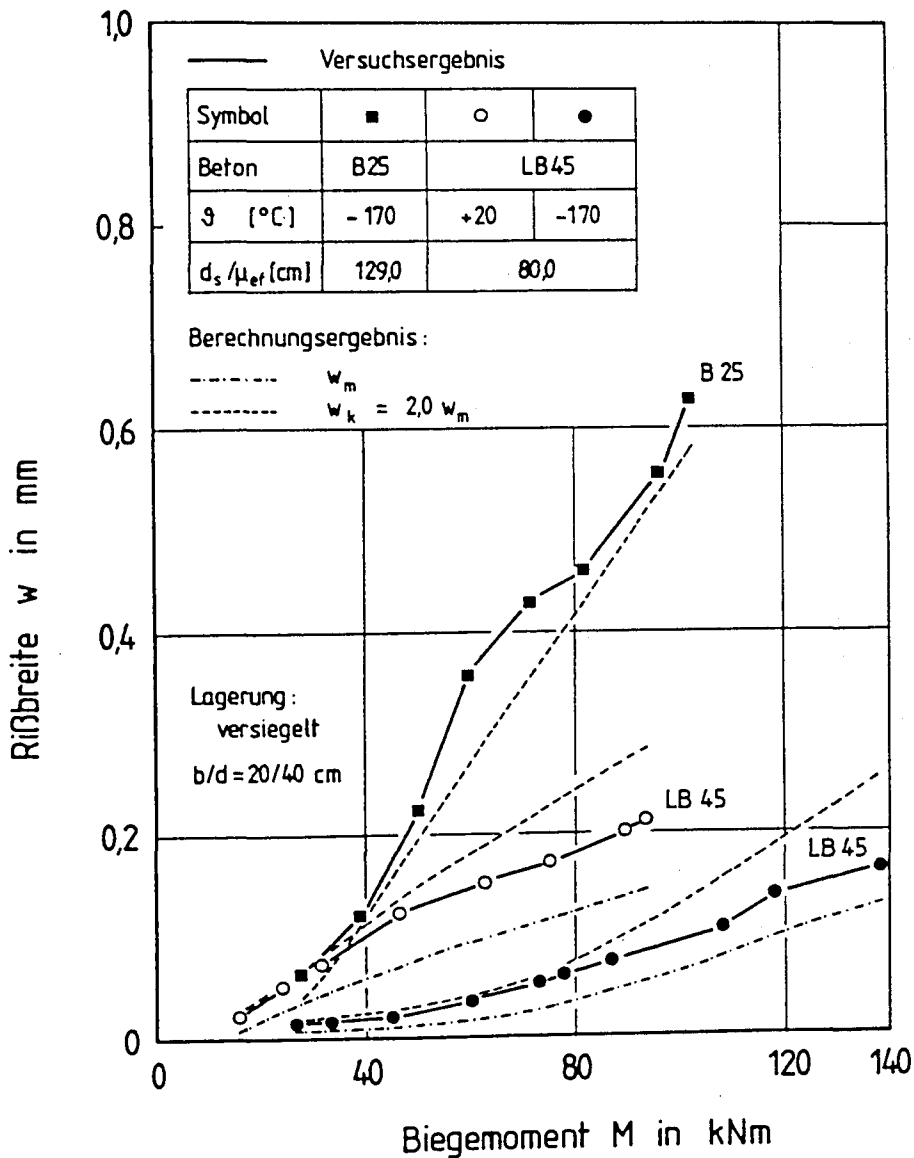


Bild 8.16: Berechnete und gemessene Rißbreite von Stahlbetonstäben in Abhängigkeit vom Biegemoment; Einfluß der Temperatur und der Betongüte

schem Zug und Biegung zurückzuführen. Der mittlere Endrißabstand aller Risse (HR + NR bzw. TR + ER) läßt sich mittels Gl. (7.2) und den Koeffizienten nach Tab. 7.3 mit ausreichender Genauigkeit berechnen. Der mittlere Endrißabstand der Haupt- bzw. Trennrisse läßt sich mit dem Ansatz nicht ermitteln.

Im Bild 8.16 sind die gemessenen Rißbreiten von biegebeanspruchten Stahlbetonstäben dem Berechnungsergebnis der mittleren und kritischen Rißbreite gemäß den Gl.n. (7.4) und (7.7) gegenübergestellt. Bei gleicher Beanspruchung ergeben sich infolge der höheren Verbundgüte und der Selbstvorspannung bei TT erheblich kleinere gemessene Rißbreiten. Besonders fällt die bei RT und TT unterschiedliche Entwicklung der Rißbreite der Stahlleichtbetonstäbe auf. Trotz höherer Erstrißlast ist die Erstrißbreite bei TT kleiner als bei RT; dies ist auf den bei TT kleineren Stahlspannungssprung bei biegebeanspruchten Stahlleichtbetonstäben zurückzuführen (Bild 6.31). Mit zunehmender Beanspruchung nimmt die gemessene Rißbreite bei TT langsamer zu als bei RT. Diese Beobachtung steht im Einklang mit der bei RT und TT unterschiedlichen Rißtiefenentwicklung (Bilder 8.12, 8.13), die bei TT infolge der Selbstvorspannung langsamer fortschreitet. Die Meßwerte liegen bei den Stahlleichtbetonstäben zwischen der mittleren und kritischen Rißbreite. Die größere Rißbreite des Stahlbetonstabes aus B 25 ist auf die schlechteren Verbundeigenschaften, den ungünstigeren Verbundparameter d_s/μ_{ef} und die geringe Selbstvorspannung zurückzuführen.

8.3.2.2 Rißbildung infolge Zwangbeanspruchung bei einseitigem Kälteschock

Die Eigenspannungsrißbildung infolge einseitigen Kälteschocks sowie die Berechnung der Eigenspannungsrißtiefe wurde schon in Abschn. 7.3.1 ausführlich behandelt. Die Bilder zeigen die Eigenspannungs-Endrißbilder von Stahlbetonstäben aus LB 45 und B 45 infolge einseitigen Kälteschocks ($M_{zw} = N_{zw} = 0$). Die Eigenspannungsrißbildung an der Kühlseite ist nach ca. 20 Minuten Kühlzeit weitgehend abgeschlossen. Die berechnete Eigenspannungsrißtiefe nach Abschn. 7.3.1.2 beträgt unabhängig von der Betongüte unter der Berücksichtigung der Selbstvorspannung ca. 0,1 d (Bild 7.3). Die berechnete Einrißtiefe entspricht damit

den gemessenen sichtbaren Einrißtiefen gemäß Bild 8.17. Der mittlere Endrißabstand der sichtbaren Eigenspannungsrisse beträgt bei der Verwendung von B 55 ca. 9 cm, bei der Verwendung von LB 45 ca. 5 cm. Leonhardt gibt in [58] für die zu erwartenden Rißabstände das ca. 2- bis 6-fache der Rißtiefe an. Bei den hier betrachteten Versuchskörpern resultieren daraus Rißabstände von ca. 8 bis 24 cm. Die Meßwerte liegen damit an der unteren Grenze des Rißabstandes nach [58], vermutlich aufgrund des konzentrierten Spannungsflusses nach St. Venant infolge der extremen Temperaturbedingungen. Der größere Endrißabstand beim Stahlbetonstab aus B 45 ist auf die größere Betonzugfestigkeit des B 45 gegenüber der von LB 45 zurückzuführen.

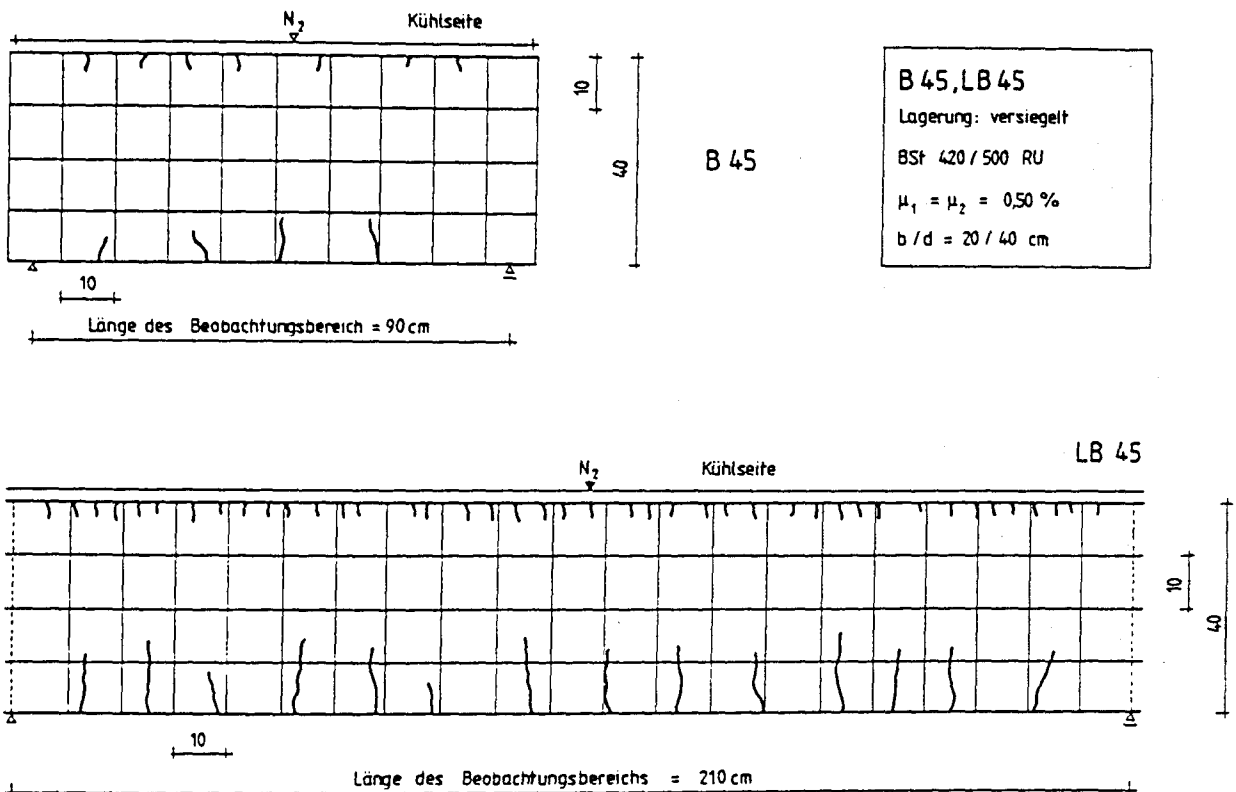


Bild 8.17: Endrißbild äußerlich ungezwängter ($M_{zw} = N_{zw} = 0$) Stahlbetonstäbe aus B 45 und LB 45 infolge einseitigen Kälteschocks ($\kappa_{\partial 0}$, $\varepsilon_{m\partial 0}$ frei)

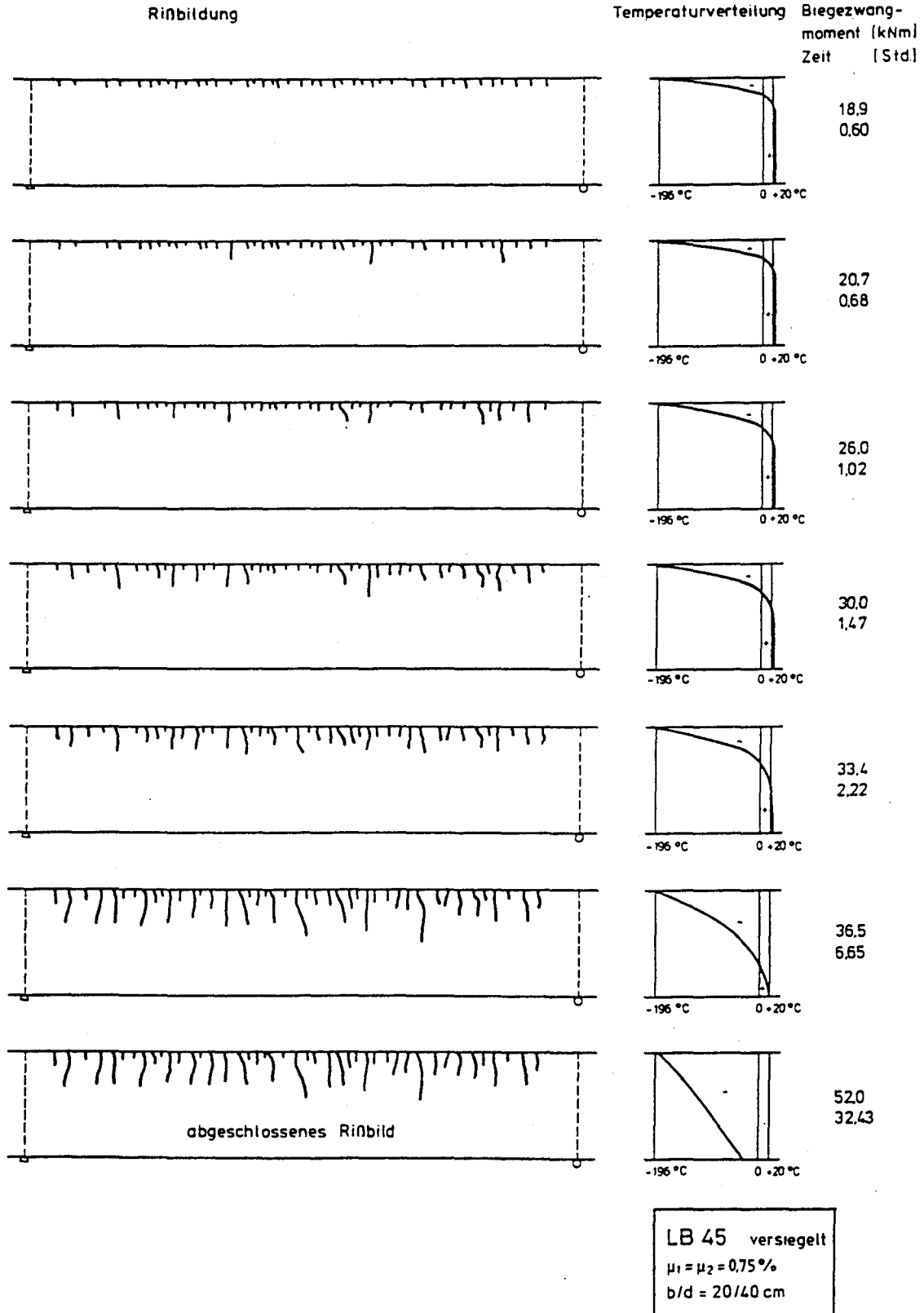


Bild 8.18: Entwicklung des Rißbildes eines infolge einseitigen Kälteschocks biegezwangbeanspruchten Stahlleichtbetonstabes bei versiegelter Lagerung

Eigenspannungsrisse treten bei einseitigem Kälteschock, wie schon beschrieben, auch an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite auf. Die sichtbaren Einrißtiefen betragen beim Stahlbetonstab ca. 5 bis 8 cm, beim Stahlleichtbetonstab ca. 8 bis 15 cm. Die Berechnung nach Abschn. 7.3.1.2 liefert Rißtiefen von 8 bzw. 16 cm. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist befriedigend.

Im Bild 8.18 ist die Rißbildung eines infolge einseitigen Kälteschocks biegezwangbeanspruchten Stahlleichtbetonstabes bei versiegelter Lagerung dargestellt. Die Biegezwangrisse entwickeln sich aus den Eigenspannungsrisse an der Kühlseite heraus. Bei den versiegelten Versuchskörpern wird im Zuge der Abkühlung eine größere Selbstvorspannung aufgebaut als bei den normalgelagerten. Die größere Selbstvorspannung bewirkt eine langsamere Einrißtiefenentwicklung mit einem kleineren Maximum der Einrißtiefe. Dies bestätigen die Berechnungen nach Abschn. 6.2.2 (siehe auch Bild 6.17). Bei versiegelter Lagerung berechnet sich die maximale Einrißtiefe zu 0,4 d, bei Normallagerung zu 0,5 d. Die Übereinstimmung mit dem Versuchsergebnis (in Bild 8.18 nur für die versiegelte Lagerung dargestellt) ist befriedigend.

Im Bild 8.19 wird das Versuchsergebnis des mittleren Endrißabstandes der biegezwangbeanspruchten Stahlleichtbetonstäbe mit dem Näherungsansatz nach Gl. (7.8) verglichen. Der mittlere Endrißabstand von HR und NR läßt sich mit Gl. (7.8) ausreichend genau beschreiben. Der mittlere Endrißabstand der HR liegt oberhalb der Rechenwerte.

In Bild 8.20 wird die Entwicklung der mittleren Rißbreite der HR während der einseitigen Abkühlung dargestellt. Die mittlere Rißbreite verläuft affin zur Stahlspannung der Biegezugbewehrung im Hauptrißquerschnitt (Bild 6.13). Infolge der schlechteren Verbundeigenschaften werden bei Normallagerung größere mittlere Rißbreiten gemessen als bei versiegelter Lagerung. Das Berechnungsergebnis nach Gl. (7.10) liegt bei versiegelter Lagerung oberhalb des Versuchsergebnisses. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis kann bei Normallagerung als befriedigend bezeichnet werden.

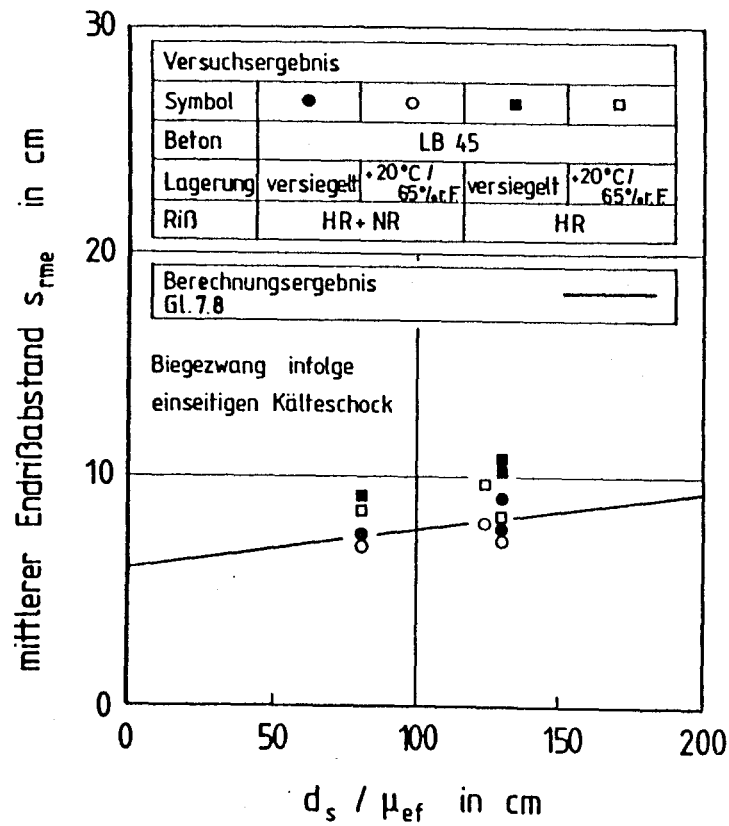


Bild 8.19: Mittlerer Endrißabstand in Abhängigkeit vom Verbundparameter d_s/μ_{ef} für Stahlleichtbetonstäbe infolge reinen Biegezwangs bei einseitigem Kälteschock; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

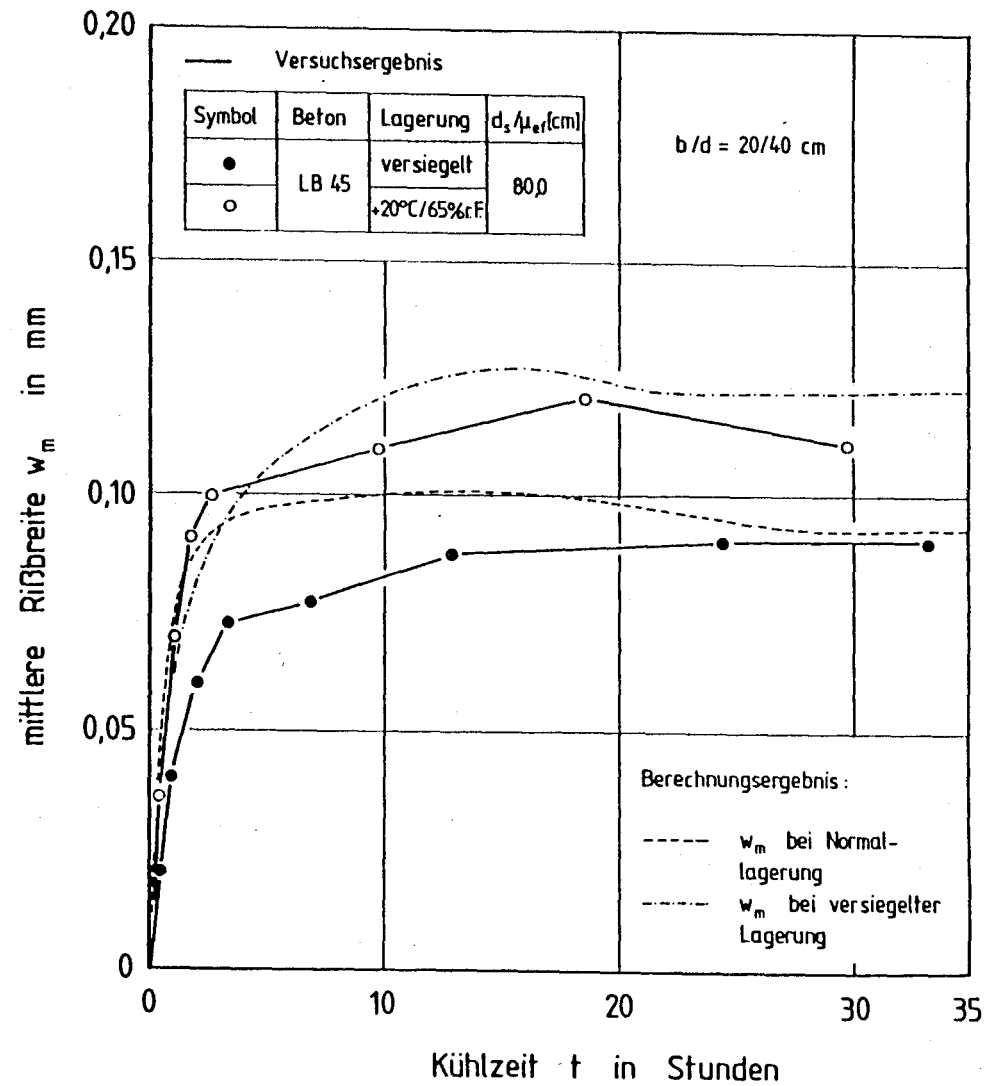


Bild 8.20: Entwicklung der mittleren Rißbreite eines infolge einseitigen Kälteschocks biegegezwängten Stahlleichtbetonstabes in Abhängigkeit von der Kühlzeit; Einfluß der Lagerung; Vergleich: Versuchsergebnis - Berechnungsergebnis

8.3.3 Zusammenfassung

Zur Verifizierung werden die Berechnungsansätze anhand von Versuchsergebnissen überprüft. Es werden im wesentlichen die Ergebnisse der eigenen Versuche aufgeführt. Den Ergebnissen liegen einerseits lastbeanspruchte Versuchskörper bei homogenem Temperaturfeld zugrunde, andererseits infolge einseitigen Kälteschocks biegezwangbeanspruchte Versuchskörper. Es wird gezeigt, daß der Ansatz zur Beschreibung der Beanspruchung von Stahl- und Spannbetonstäben nach Abschn. 6.2.1 und 6.2.2 allgemeingültig ist. Die Betonmitwirkungsanteile sind u.a. von der Beanspruchungsart und der Temperatur abhängig. Die bekannten halbempirischen Ansätze zur Beschreibung des mittleren Endrißabstandes und der mittleren Rißbreite behalten ihre Gültigkeit, wenn die Koeffizienten tieftemperaturmodifiziert werden. Die Übereinstimmung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse läßt sich durchaus als befriedigend bezeichnen.

9. BAUPRAKTISCHE EMPFEHLUNGEN

Vor der Berechnung von LNG-Behältern hat der entwerfende Ingenieur die Frage zu klären, welche Baustoffe bei der Ausführung von Innen- und Außenbehältern verwendet werden sollen. Ein abgeschlossenes Konzept zur Baustoffwahl liegt bei dem heutigen Kenntnisstand noch nicht vor. Systematische Untersuchungen zur Klärung dieser Frage wurden bislang im wesentlichen am Einzelbaustoff (Bewehrungsstahl, Spannstahl, Normalbeton, Konstruktionsleichtbeton) sowie an relativ kleinen Verbundkörpern durchgeführt. In gleichem Maße müssen Auswahlkriterien für die Baustoffe auch aus Untersuchungen von Stahl- und Spannbetonstäben mit baupraktischen Abmessungen erarbeitet werden. Die Anzahl der Bauteilversuche ist allerdings noch vergleichsweise gering. Die eigenen Untersuchungen stellen einen weiteren Beitrag zur Verwendung von Baustoffen im LNG-Behälterbau dar.

Die Anwendung von Stählen bei TT wurde schon im Abschn. 3.2 behandelt. Stähle verfestigen bei TT bei gleichzeitiger Abnahme der Duktilität. Vergütete, gezogene und angelassene Spannstähle sind grundsätzlich tieftemperaturgeeignet. Besonders geeignet ist der 9 %-Nickel-Stahl X8Ni9, der allerdings zu teuer ist, um ausschließlich verwendet zu werden. Der gewöhnliche Betonstahl (z.B. BSt 420/500 RU) ist als bedingt tieftemperaturgeeignet einzustufen. Der Verfasser hat insgesamt 8 Versuchskörper einem einseitigen Kälteschock von - 196 °C unterworfen und biegegezwängt. Anschließend wurde bei ausgeglichenem TT-Feld der Bruchversuch durchgeführt. Keiner der Bewehrungsstäbe brach spröde, obwohl die Biegezugbewehrung in den bei hoher Belastung klaffenden Rissen eine extreme Temperatur von - 196 °C aufwies. In allen Fällen wurden Stahldehnungen im Riß von ca. 5 bis 7 ‰ bei deutlichem Bewehrungsfließen erreicht. Aus sicherheitstechnischen Gründen mußten die Bruchversuche allerdings anschließend abgebrochen werden. Nach Ansicht des Verfassers darf der gewöhnliche Betonstahl für den Bau von LNG-Sicherheitsbehältern verwendet werden, solange ein Liner angeordnet wird, der seine Dichtigkeitsfunktion beim Großbruchversagen erfüllt. In diesem Fall sorgt der Luftspalt zwischen dem Liner und der Behälterwand für minimale Stahltemperaturen von ca. - 140 bis - 150°C,

bei denen ein Spröbruch von gewöhnlichem Betonstahl nach [95] nicht zu erwarten ist. Einer Anordnung von gewöhnlichem Betonstahl im unge-linerten Außenbehälter sowie im ständig kalten Innenbehälter kann beim heutigen Kenntnisstand noch nicht zugestimmt werden.

Der Verfasser hat den Konstruktionsleichtbeton der Güte LB 45 bei seinen TT-Untersuchungen als Alternative zum Normalbeton mit einbezogen, da der LB 45 bislang nur sporadisch bei TT untersucht worden war. Im folgenden wird ausschließlich auf die Verwendung von LB 45 eingegangen. Zur Verwendung von Normalbeton bei TT sei hier auf die Arbeiten [27, 112] verwiesen.

Der LB 45 unterscheidet sich vom B 45 in den folgenden Eigenschaften, die die TT-Anwendung im wesentlichen bestimmen:

- in der Rohdichte
- im thermischen Dehnverhalten mit der daraus resultierenden Selbstvorspannung
- im Elastizitätsmodul
- in der Zugfestigkeit
- im Sprengbruchverhalten
- in der Wärmeleitfähigkeit

Die Rohdichte von LB 45 ist um ca. 35 % geringer als die von B 45. Aus diesem Grunde eignet sich der LB 45 besonders für den Bau von Off-Shore-Konstruktionen. Infolge seiner niedrigeren Wärmeleitfähigkeit laufen die Temperaturreaktionen im LB 45 (z.B. aus einem einseitigen Kälteschock) deutlich langsamer ab als im B 45. Der LB 45 ist damit eine thermisch trägere Masse. Der geringere Temperatúrausdehnungskoeffizient und Elastizitätsmodul von LB 45 führt zu kleineren Zwangspannungen.

Die Expansion bewirkt in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen die zunächst positiv erscheinende Selbstvorspannung. Sie bedeutet aller-

dings eine Gefügeschädigung während der Abkühlung. Nach der Wiedererwärmung auf RT-Verhältnisse resultieren bleibende Dehnungen, die nach eigenen Untersuchungen mit wachsender Temperaturzyklen-Anzahl beim LB 45 beträchtlich zunehmen. Aus diesem Grunde sollte der LB 45 nicht für den Bau von LNG-Innenbehältern verwendet werden, da Innenbehälter durch Füll- und Entleervorgänge einer großen Anzahl von Temperaturzyklen unterworfen werden. Beim Bau der Sicherheitsbehälter darf der LB 45 durchaus eingesetzt werden, da diese nach sicherheitstheoretischen Überlegungen nicht für eine große Anzahl von Temperaturzyklen auszulegen sind. Um die Expansion von LB 45 während der Abkühlung möglichst gering zu halten, sollte die mittlere Betonfeuchte reduziert werden. Hierzu sind möglichst trockene Leichtzuschläge einzubauen und der wirksame W-Z-Wert auf maximal 0,5 zu beschränken. Die natürliche Trocknung sollte nicht berücksichtigt werden, da der Beton unmittelbar hinter dem Liner über viele Jahre je nach Bauteildicke, Porosität des Betons und der umgebenden Luftfeuchte den Bedingungen der versiegelten Lagerung ausgesetzt ist [130]. Die mittlere Betonfeuchte entscheidet wesentlich das Maß der Expansion und damit die im Bewehrungs- und Spannstahl vorhandenen positiven inneren thermischen Zwangsspannungen. Aus diesem Grunde ist zur Berechnung der Mindestbewehrung das thermische Dehnverhalten von LB 45 vorab mittels TT-Versuche sorgfältig zu untersuchen.

Der LB 45 ist aufgrund seiner relativ geringen TT-Zugfestigkeit empfindlich gegenüber einem vorzeitigen Sprengbruch. Deshalb ist einer ausreichenden Betondeckung bei der Ausführung der Behälterkonstruktion in LB 45 besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Genaue Angaben zur Mindestbetondeckung bei TT können z.Z. noch nicht gemacht werden, da eine noch zu geringe Anzahl von TT-Versuchen, insbesondere von Bauteilversuchen vorliegt. Die eigenen Versuche weisen darauf hin, daß die Mindestbetondeckung von Stäben mittlerer Dicke bei der Verwendung von LB 45 $2d_s$ betragen sollte. Dabei ist die Stabendverschiebung auf maximal 0,1 mm zu beschränken. Dieser Grenzwert sollte auch bei größeren Betondeckungen eingehalten werden, da bei $v > 0,1$ mm bei TT größere Verschiebungssprünge zu erwarten sind.

Weiterhin haben die eigenen Untersuchungen ergeben, daß bei der Verwendung von LB 45 aufgrund der relativ geringen TT-Betonzugfestigkeit bei hoher TT-Verbundgüte die Tendenz zu kleineren Rißabständen mit kleineren Rißbreiten besteht.

Spannbetonbauteile aus LB 45 sind bei TT sprödebruchempfindlicher als Spannbetonbauteile aus B 45. Der Untersuchung der TT-Zähigkeit von Spannleichtbetonbauteilen ist deshalb besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Unter Umständen muß bei der Verwendung von LB 45 der Vorspanngrad reduziert werden.

LNG-Sicherheitsbehälter werden im Falle eines einseitigen Kälteschocks hohen positiven Eigenspannungen ausgesetzt. Zur Reduzierung der Eigenspannungen wird empfohlen, zwischen dem Liner und der Betonoberfläche einen Luftspalt oder eine Wärmedämmung von wenigen Millimetern Dicke vorzusehen. Damit werden die extremen Wärme- bzw. Kälteübergangsbedingungen deutlich gemildert.

10. ZUSAMMENFASSUNG, OFFENE PROBLEME

LNG-Behälter werden aus sicherheitstechnischen Gründen zweischalig ausgeführt, da das LNG ein großes Gefahrenpotential darstellt. Die Entwicklung deutet darauf hin, daß Innen- und Außenbehälter künftig in Spannbetonbauweise mit einem an der Innenseite angeordneten Stahl liner hergestellt werden. Die Anforderungen an die Behälter sind u.a.: Der Innenbehälter muß im Betriebsfall gasdicht sein; der Außenbehälter darf im Störfall keine größeren LNG-Mengen freisetzen. Für die Erfüllung dieser Anforderungen ist die Integrität des Liners entscheidend. Diese ist gewährleistet, wenn die Verformungen und Rißbreiten begrenzt werden.

Die Arbeit setzt sich zum Ziel, die Beanspruchung, Verformung und Rißbildung von Stahl- und Spannbetonbauteilen für zwei unterschiedliche Beanspruchungsarten zu untersuchen. Einerseits werden lastbeanspruchte Bauteile bei homogenem Tieftemperaturfeld betrachtet; diese

Beanspruchung symbolisiert den mit LNG gefüllten Innenbehälter im Betriebsfall. Andererseits wird die Zwangbeanspruchung von Bauteilen infolge eines einseitigen Kälteschocks beleuchtet. Diese Beanspruchung idealisiert den hypothetischen Störfall des Großbruchversagens, bei dem der Innenbehälter reißverschlußartig aufreißt und die gesamte Behälterfüllung schlagartig ausläuft; der Außenbehälter erfährt einen großflächigen einseitigen Kälteschock. Der entwerfende Ingenieur benötigt zur Berechnung von LNG-Behältern realistische Steifigkeitswerte ($M-\kappa$ -, $N-\varepsilon$ -Linien) und zur Beurteilung der Linerintegrität zutreffende Ansätze für die Rißbreitenbestimmung.

Im folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse der TT-Untersuchungen zusammengestellt:

Zur Berechnung von LNG-Bauteilen werden TT-Materialkennwerte der Baustoffe Beton, Bewehrungs- und Spannstahl benötigt. Die Kennwerte des Stahls sind heute hinreichend geklärt, so daß hierauf in dieser Arbeit nur am Rande eingegangen wird. Die TT-Untersuchungen des Baustoffes Beton beschränkten sich bislang im wesentlichen auf den Normalbeton. Die TT-Materialkennwerte eines Konstruktionsleichtbetons der Güte LB 45 sind bislang vergleichsweise wenig erforscht worden. Die wesentlichen Unterschiede zum NB stellen sich wie folgt dar: Versiegelter LB 45 expandiert während der Abkühlung im Gegensatz zum B 45 beträchtlich. Im LB 45 gefriert zusätzlich zum Wasser in den feinen Zementsteinporen das Wasser im grobporigen Leichtzuschlagkorn. Die Spannungs-Dehnungslinien mittig gedrückten NB sind bei RT und TT deutlich mehr gekrümmt als die von LB. Der Zuwachs von Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Druckelastizitätsmodul infolge TT fällt beim LB 45 kleiner aus als beim B 45. Beim LB 45 besteht kein signifikanter Einfluß der mittleren Betonfeuchte auf die zuvor genannten Materialkennwerte. Auch im gefrorenen Zustand bleiben die Leichtzuschläge die "Schwachstellen" des LB-Gefüges. Die Berechnungsansätze für die TT-Materialkennwerte von Beton bauen auf den RT-Werten auf; die Versuchsergebnisse lassen sich mittels der Ansätze zutreffend beschreiben.

Als ein weiteres Rüstzeug zur Berechnung von LNG-Bauteilen sind die Kenntnisse des Verbundverhaltens von NB und LB bei TT zu betrachten.

Das Untersuchungsergebnis läßt sich wie folgt zusammenfassen: Die prozentuale Steigerung von Verbundsteifigkeit und Verbundfestigkeit infolge TT ist bei NB und LB gleicher Güte etwa gleich groß. Die Stabendverschiebungssprünge bei $\vartheta \leq -100\text{ }^{\circ}\text{C}$ treten bei beiden Betonen gleichermaßen auf. Die Neigung zum Sprengbruchverhalten ist beim LB 45 bei RT und TT aufgrund seiner geringeren Zugfestigkeit mehr ausgeprägt als beim Normalbeton. Die gemessenen τ_v -v-Linien lassen sich durch ein für TT modifiziertes Verbundgesetz ausreichend genau beschreiben. Ebenfalls läßt sich der Übergang vom Gleitbruch- zum Sprengbruchversagen anhand eines Rechenansatzes bei RT und TT gut abschätzen.

Zur Berechnung von infolge einseitigen Kälteschocks gezwängten Bauteilen muß vorab die Temperaturverteilung über den Querschnitt in Abhängigkeit von der Kühlzeit ermittelt werden. Es wird eine numerische Lösung der Wärmeleitungsgleichung vorgeschlagen. Die thermischen Materialkennwerte werden tieftemperaturabhängig eingeführt. Die Durchkühlung eines NB-Querschnitts läuft aufgrund seiner größeren Wärmeleitzahl deutlich schneller ab als die eines LB-Querschnitts. Die Übereinstimmung von Versuchs- und Berechnungsergebnis ist befriedigend.

Der Verfasser hat sich zum Ziel gesetzt, zur Berechnung von Stahl- und Spannbetonbauteilen bei TT ein allgemeingültiges Berechnungsmodell zu entwickeln. Einseitig kältegeschockte Bauteile sind einer komplexen Beanspruchung aus Eigenspannungen, inneren thermischen Zwangsspannungen, äußeren Zwang- und Lastspannungen sowie den Spannungen aus einer äußeren Vorspannung unterworfen. Der Verbundquerschnitt wird elementweise untersucht. Die Lösung ist für den Zustand I und II (vollständig gerissen) analytisch. Zur Berücksichtigung der Betonmitwirkung zwischen den Rissen werden in den Ansätzen Versuchsergebnisse mit einbezogen, da eine strenge Lösung für die Gleichung des verschieblichen Verbundes bei den vorliegenden Randbedingungen z.Z. nicht angegeben werden kann. Das Ergebnis der Untersuchungen läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Während der Abkühlung wird infolge des unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl ein innerer thermischer

Zwang mit Druckspannungen im Beton und Zugspannungen im Stahl aufgebaut (Selbstvorspannung). Die Expansionsneigung von LB 45 während der Abkühlung bewirkt gegenüber einem B 45 eine deutlich größere Selbstvorspannung von Verbundstäben aus LB 45.

2. Tiefe Temperaturen erhöhen die Erstrißlast von lastbeanspruchten Stäben mit homogenem Temperaturfeld. Dies ist auf die Selbstvorspannung und die erhöhte TT-Betonzugfestigkeit zurückzuführen.
3. Der Stahlspannungssprung bei TT wird wesentlich von der Beanspruchung (Biegung, zentrischer Zug), vom Bewehrungsgrad, von der TT-Betonzugfestigkeit und der Vorspannung bzw. Selbstvorspannung bestimmt.
4. Die mittlere Krümmung nimmt im Rißbildungsbereich bei einer äußeren Vorspannung bei RT und TT langsamer zu als bei nicht vorgespannten Stäben. Ähnlich verzögert ist der Krümmungsfortschritt bei Stahlbetonstäben ($V = 0$) aus LB 45 bei TT bei relativ hoher Selbstvorspannung. Entsprechend nimmt die Biegesteifigkeit von vorgespannten Stäben im Rißbildungsbereich langsamer ab als die von nicht vorgespannten Stäben. Dies ist auf die veränderte Rißentwicklung infolge einer äußeren Vorspannung bzw. Selbstvorspannung bei TT zurückzuführen.
5. Die Betonmitwirkung unterscheidet sich bei TT nicht wesentlich von der bei RT. Allerdings ist das Beanspruchungsniveau bei TT größer als bei RT.
6. Bei infolge eines einseitigen Kälteschocks gezwängten Stäben existiert kein ungerissener Zustand, da unmittelbar nach dem Kühlbeginn die Eigenspannungsrißbildung einsetzt.
7. Die Betonmitwirkung ist aufgrund der Schädigung des Verbundes und der mitwirkenden Betonzugfläche durch die Eigenspannungsrißbildung vernachlässigbar klein. Die Zwangsschnittgrößen können mit ausreichender Genauigkeit im nackten Zustand II berechnet werden.

8. Die Höhe der Zwangbeanspruchung ist abhängig vom Zwangantrieb, von den Behinderungsgraden der Verformungen, vom Bewehrungsgrad, von der Rißtiefe und Versteifung der Baustoffe zum aktuellen Kühlzeitpunkt.
9. Die Entwicklung des Zwangantriebs (freie Verformungen) von Stäben aus LB 45 unterscheidet sich wesentlich von der bei der Verwendung von B 45. Die freie Mittendehnung infolge einseitigen Kälteschocks ist bei der Verwendung von B 45 betragsmäßig deutlich größer als bei der Verwendung von LB 45. Die freie Krümmung eines kältegeschockten Stabes aus B 45 hat ein ausgeprägtes Maximum mit anschließend wieder fallender Krümmung. Stäbe aus LB 45 erreichen ihr Maximum dagegen im stationären Temperaturzustand. Die unterschiedliche Entwicklung ist auf das unterschiedliche thermische Dehnverhalten von B 45 und LB 45 (Expansion) zurückzuführen.

Auf dem allgemeinen Berechnungsmodell aufbauend, werden M- κ - und N- ε -Linien für Lastbeanspruchung und Zwangbeanspruchung infolge eines einseitigen Kälteschocks entwickelt. Zusätzlich wird die Entwicklung der Biege- und Dehnsteifigkeit in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad angegeben.

Die Gültigkeit des Berechnungsmodells wird im wesentlichen anhand eigener Versuchsergebnisse überprüft. Versuchs- und Berechnungsergebnisse stimmen befriedigend genau überein.

Der Bruch der relativ gering bewehrten LNG-Bauteile wird im allgemeinen durch das Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet (duktiler Bruch). Die Versuchsergebnisse zeigen, daß unter der TT-Tragfähigkeit ausreichend genau die Beanspruchung bei Erreichen der 0,2 %-Dehngrenze in der Zug- bzw. Biegezugbewehrung verstanden werden kann. Die Gefahr des Sprödbruchs von Bauteilen bei TT wächst, wenn die Betonranddehnung - 2 ‰ erreicht und dabei die Grenzdehnung der Biegezugbewehrung von + 5 ‰ nicht ausgenutzt wird. Die Berechnungen ergeben, daß die Sprödbruchgefahr bei TT mit zunehmendem Vorspanngrad (äußere Vorspannung, Selbstvorspannung) und sinkendem TT-E-Modul des Betons zunimmt. Der LB 45 neigt bei TT eher zum Sprödbruch als der B 45.

Bei geringer Selbstvorspannung unterscheidet sich die Rißentwicklung lastbeanspruchter Stäbe bei TT von der bei RT im wesentlichen nur darin, daß die Rißbildung aufgrund der höheren TT-Betonzugfestigkeit bei TT auf einem höheren Beanspruchungsniveau erfolgt. Bei höherer Vorspannung bzw. Selbstvorspannung entwickelt sich die Einrißtiefe bei zunehmender Biegebeanspruchung kontinuierlich. Bei RT und $V = 0$ entwickeln sich schon in der Erstrißbildungsphase große Einrißtiefen. Hieraus resultiert der schon angesprochene unterschiedliche Verlauf der M - κ -Linie im Rißbildungsbereich. Tiefe Temperaturen haben keinen signifikanten Einfluß auf den mittleren Endrißabstand; bei kleineren TT-Verbundeintragungslängen nimmt der Krafteinleitungsanteil bei TT geringfügig zu. Bei gleicher Beanspruchung sind die Rißbreiten bei TT kleiner als bei RT. Vorspannung und Selbstvorspannung reduzieren die Rißbreiten beträchtlich.

Die Biegezwangrisse einseitig kältegeschockter Stäbe entwickeln sich aus den Eigenspannungsrissen heraus. Infolge einseitigen Kälteschocks werden an der der Kühlseite gegenüberliegenden Seite ebenfalls positive Eigenspannungen aufgebaut. Einseitig kältegeschockte Stäbe können demnach in Abhängigkeit von den Verformungsbehinderungsgraden von der Kühlseite und warmen Seite her gleichzeitig einreißen, bis schließlich der Durchriß folgt.

Unter der Berücksichtigung von Versuchsergebnissen werden bekannte RT-Ansätze TT-modifiziert. Mittels der Ansätze können der mittlere Endrißabstand und die mittlere Rißbreite last- und zwangbeanspruchter Stahl- und Spannbetonstäbe bei TT ausreichend genau berechnet werden.

Die vorgestellten Berechnungsansätze stellen einen weiteren Beitrag zur Bemessung von LNG-Innen- und -Außenbehältern im Betriebs- und Störfall dar. Nach Meinung des Verfassers darf die TT-Forschung noch nicht abgebrochen werden, da heute auf diesem Gebiet immer noch einige wesentliche Unklarheiten bestehen. Diese müssen unbedingt beseitigt werden, damit LNG-Behälter in Zukunft sicher und wirtschaftlich ausgelegt werden können. Die folgenden Probleme sind noch zu lösen:

1. Der LB 45 ist durchaus ein geeigneter Baustoff für den LNG-Behälterbau, wenn es gelingt, die Expansion während des Gefrierens zu reduzieren. Die vollständige Klärung der Expansion ist aufgrund fehlender Untersuchungen z.Z. noch nicht möglich.
2. Die Ausführungen weisen darauf hin, daß der Einfluß tiefer Temperaturen bei homogenem Temperaturfeld auf Rißabstand und Rißbreite von Bauteilen zum Teil unterschiedlich betrachtet wird. Zur Klärung sind weitere Versuche an Bauteilen unterschiedlicher Dicke erforderlich, die eine statistische Erfassung von Rißabstand und Rißbreite ermöglichen. Insbesondere ist der Einfluß einer äußeren Vorspannung zu überprüfen.
3. Der Verfasser konnte zur Beschreibung der Betonmitwirkung auf Zug von infolge einseitigen Kälteschocks gezwängten Stäben auf nur wenige Versuchsergebnisse zurückgreifen. Die Übertragbarkeit nach den eigenen Ansätzen ist noch nicht vollständig abgesichert. Insbesondere fehlen noch Bauteilversuche, die den zentrischen Zwang und kombinierten Zwang (Biegung und Normalkraft) infolge eines einseitigen Kälteschocks in Abhängigkeit von einer äußeren Vorspannung beleuchten.
4. Die Untersuchungen der Linerausführung zur Sicherstellung der Dichtigkeit von LNG-Behältern sind noch nicht abgeschlossen. Es sind unterschiedliche Linertypen in der Erprobungsphase: z.B. unterschiedlich dicke (ca. 3 bis 8 mm) Liner aus X8Ni9-Stahl oder Edelstahl, die mit Kopfbolzen im Beton verankert werden, oder Liner aus einer 0,065 mm dicken Edelstahlnoppenfolie, die auf der Betonoberfläche aufgeklebt wird. Es müssen noch eingehende Untersuchungen der Dehnungsverträglichkeit zwischen Liner und Betonoberfläche an Rissen erfolgen.

11. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Aoram, C.; Mihaescu, A.: Espacement et ouverture des fissures des éléments prismatiques en béton armé soumis à la compression excentrée. Estratto da Costruzioni in cemento armato - Studi e Rendiconti - Volume 7, 1970
- [2] Aoyagi, Y.; Sato, R.: Deformation and Cracking Behaviour of reinforced Concrete Tension Members under low Temperatures. Central Research Institut of Electric Power Industry, Abiko City, Japan, 1978
- [3] Aoyagi, Y.; Sato, R.; Kamazu, T.: Experimental Study on the Flexural Rigidities of Reinforced Concrete Members, with particular Reference to the Design of LNG-Tanks CRIEPI, Abiko, Japan
- [4] Aoyagi, Y.: The mechanical Properties of reinforced Concrete Members under low Temperature (in japanisch). Electric Power and Civil Engineering No. 161, July 1979
- [5] Aurich, H.: Kleine Leichtbetonkunde. Bauverlag, Wiesbaden 1971
- [6] Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Sec. Int. Conf. on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983
- [7] Beeby, A.W.: A study of cracking in reinforced concrete members subjected to pure tension. Technical Report 42. 468, Cement and Concrete Association, June 1972
- [8] Berner, D.; Gerwick, G.; Polivka, M.: Prestressed lightweight concrete in the transport of cryogenic liquids. Oceans 83, Conf. on effective use of the sea: an update, San Francisco, CA, Aug. 29, Sept. 1, 1983

- [9] Berner, D.; Gerwick, B.; Polivka, M.: Static and cyclic behaviour of structural lightweight concrete at cryogenic temperatures. Journal ACI 83(5) 1986, S. 727 - 736
- [10] Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons, Beton 2/71, S. 57 - 60; Beton 3/71, S. 105 - 109
- [11] Broms, B.B.; Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI-Journals, Oct. 1965
- [12] Broms, B.B.; Lutz, L.A.: Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. ACI-Journal, Nov. 1965
- [13] Broms, B.B.: Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks. ACI-Journal, Sept. 1965
- [14] Brown, R.D.; Bamforth, P.B.: The use of concrete for cryogenic storage - a summary of research, past and present; First International Conference on Cryogenic Concrete, Newcastle, March 1981
- [15] Bruggeling, A.S.G.: Concrete storage vessels, state of the art report; Technische Hogeschool Delft, Afdeling der Civiele Techniek uitgave, Nov. 1979
- [16] Bruy, E.: Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern durch Rißbildung. Diss. Universität Stuttgart 1973
- [17] CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II, 1978
- [18] Cheyrezey, M.; Stirnemann, G.: Cryogenic Concrete Design Data Collection from a Testing Campaign. Second International Conference on Cryogenic Concrete, Amsterdam, Oct. 1983
- [19] Deutscher Beton-Verein e.V.: Merkblatt "Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau", Fassung April 1986

- [20] DIN 4219 (Ausgabe 1979) - Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Teil 1: Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung; Teil 2: Bemessung und Ausführung
- [21] DIN 4108, Wärmeschutz im Hochbau
- [22] DIN 4226, Teil 2 und 3: Zuschlag für Beton; Zuschlag mit porigem Gefüge, Prüfung von Zuschlag und dichtem oder porigem Gefüge; April 1983
- [23] Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb, Heft 260, 1976
- [24] Erbaydar, S.: Eisbildung, Volumendilatationen und Wassertransport im Gefüge von Beton bei Temperaturen bis - 80 °C. Dissertation Technische Universität München, 1986
- [25] Erdmann, J.; Landwehrs, K.; Neisecke, J.; Rostásy, F.S.: Tieftemperatur-Prüftechnologien für Bewehrungs- und Spannstähle sowie Beton im Temperaturbereich + 20 °C bis - 180 °C. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1/83 und 2/83
- [26] Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannung infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb, Heft 208, 1969
- [27] Fastabend, M.: Zum Trag- und Verformungsverhalten lastbeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen bei tiefen Temperaturen, Dissertation, Essen 1987
- [28] FIP-Commission on prestressing steels and systems: Recommendations for acceptance and application of posttensioning systems, March 1981
- [29] FIP: Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete. State of art report, May 1982

- [30] FIP Manual of Lightweight Aggregate Concrete. Surrey University Press, 1983
- [31] FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. *Materiaux et construction*, Vol. 3, No. 15, 1970
- [32] Frank, K.: Schnittkräfte in Flüssiggasbehälterwänden infolge instationärer Temperaturfelder. Heft 9, Bautechnik, 1984
- [33] Giesecke, J.: Temperatur- und Spannungsverteilung in abkühlenden Betonplatten bei beliebigen Wärmeübergangszahlen, Heft 37, Otto-Graf-Institut, Technische Universität Stuttgart, 1968
- [34] Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about - 160 °C. *Technology Reports, Tohoku University*, Vol. 44, No. 2, 1979
- [35] Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures. *Concrete Library of ISCE* Vol. 1, July 1983
- [36] Goto, Y.; Otsuka, K.: Experimental Studies on Cracks formed in Concrete around deformed Tension Bars (in japanisch). *J.S.C.E.*, Vol. 294, Febr. 1980
- [37] Gröber, H.: Wärmeübertragung. *Hütte I*, 27. Auflage, S. 588, Verlag Ernst & Sohn 1947
- [38] Grübel, P.: Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton. *Beton- und Stahlbetonbau* 2/1980
- [39] Hartl, G.: Das Verhalten von Betonrippenstählen unter sehr tiefen Temperaturen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 10 und 11/1985
- [40] Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. *Beton-Herstellung und Verwendung* 19 (1969), S. 68/70

- [41] Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987
- [42] Hohberg, J.M.: Flüssiggasbehälter aus Spannbeton. Diplomarbeit, Technische Universität Berlin 1980
- [43] Iványi, G.; Fastabend, G.: Biegeversuche an hohen Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht Nr. 35 aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität - Gesamthochschule Essen, September 1985
- [44] Iványi, G.; Schäper, M.: Biegerißbildung von Stahlbetonbalken bei tiefen Temperaturen. Bauingenieur 58 (1983), H. 4, Seite 135 - 142
- [45] Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an bewehrten und unbewehrten Betonplatten. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen. Universität - Gesamthochschule Essen, Heft 25, 1984
- [46] Iványi, G.; Schäper, M.: Kälteschockversuche an unbewehrten Betonscheiben. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität - Gesamthochschule Essen, Heft 17, 1981
- [47] Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung. Forschungsarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1976
- [48] Kanazu, T.; Aoyagi, Y.; Sato, R.: Cracking Behaviours of reinforced Concrete Members under extremly low Temperature. Transactions of the Japan Concrete Institute III-1, S. 151 - 157, 1979
- [49] Klieger, P.; Hanson, J.A.: Freezing and thawing tests of lightweight aggregate concrete. ACI Journal 61

- [50] Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1976
- [51] König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. Beton- und Stahlbetonbau 78 (1983), Heft 9, S. 243 - 247, Heft 10, S. 281 - 286
- [52] Kordina, K.; Neisecke, J.: Die Ermittlung der Gebrauchseigenschaften von Beton und Spannstahl bei extrem tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik (4/1978)
- [53] Krips, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Dissertation Technische Hochschule Darmstadt, 1984
- [54] Landwehrs, K.; Neisecke, J.; Rostásy, F.S.: Entwicklung von Prüftechnologien für die Ermittlung des Festigkeits-, Verformungs- und Temperaturverhaltens von Betonstahl, Spannstahl und Beton im Bereich tiefer Temperaturen von 0 °C bis - 180 °C. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, Dez. 1981
- [55] Lentz, A.E.; Monfore, G.E.: Thermal conductivities of portland cement paste, aggregate and concrete down to very low temperatures. Journal of the PCA Research and Development Laboratories 8 (1966), Nr. 3, S. 27/33
- [56] Lentz, A.E.; Monfore, G.E.: Thermal conductivity of concrete at very low temperatures. Journal of the PCA Research and Development Laboratories 7 (1965) Nr. 2, S. 39/46
- [57] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin 1973
- [58] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 4, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit. Springer-Verlag, Berlin 1978

- [59] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 5, Spannbeton. Springer-Verlag, Berlin 1980
- [60] Martin, H.; Janovic, K.: Haftung von Betonstahl in Leichtbeton. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1969
- [61] Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.: Berechnungsverfahren für Rißbreiten aus Lastbeanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 309, 1980
- [62] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. DAFStb, Heft 228, 1973
- [63] Merkblatt I, II, III für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juli 1974. Beton 7/74 bzw. 8/74
- [64] Meyer, Chr.: Zur Bestimmung der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit der groben Leichtzuschlag-Körner und deren Einfluß auf die Druck- und Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation Technische Universität Hannover, 1974
- [65] Monfore, G.E.; Lentz, A.E.: Physical properties of concrete at very low Temperatures. Journal of the PCA Research and Development
- [66] Neisecke, J.; Schlothfeld, P.: Einfluß der Leichtzuschlag-Oberfläche auf Festigkeit und Feuchtigkeitshaushalt von Leichtbeton. Mitteilungsblatt für die MPA in Niedersachsen
- [67] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978
- [68] Noakowski, P.: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rißbreite. DAFStb, Heft 394, 1988

- [69] Pfützenreuther, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Diplomarbeit, Universität Essen, 1982
- [70] Puche, M.; König, G.: Rißbreitenbeschränkung bei Eigenspannungen. Kurzbericht aus der Bauforschung, Juli 1988, Bericht Nr. 127
- [71] Rao, P.S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 177, 1966
- [72] Rehm, G.; Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1968
- [73] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb, Heft 138, 1961
- [74] Reinsdorf, S.; Kühne, G.: Hochfeste konstruktive Leichtbetone, Formänderungs- und Festigkeitskennwerte. Institut für Stahlbeton, Dresden, Berlin 1972
- [75] Richtlinien für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Fassung Juni 1973. Beton 9/73
- [76] Rostásy, F.S.: Baustoffe, Verlag W. Kohlhammer, 1983
- [77] Rostásy, F.S.: Behaviour of the Tendon-Anchorage assembly at low Temperature. FIP-Nota 96/1982
- [78] Rostásy, F.S.; Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Mai 1983
- [79] Rostásy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 5/1985

- [80] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Biegetragfähigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 1987
- [81] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Biegezwang von Stahlleichtbetonstäben infolge Kälteschock, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Januar 1989
- [82] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Festigkeit und Verformung von Leichtzuschlag bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Februar 1989
- [83] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, März 1987
- [84] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Rißgesetz für Stahlleichtbeton bei tiefen Temperaturen, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1988
- [85] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Strength and deformation of lightweight concrete of variable moisture content at very low temperatures. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 9, Number 1, February 1987
- [86] Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Thermische Dehnung und Restfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton bei bzw. nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, November 1984

- [87] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen. DAFStb, Heft 380, 1987
- [88] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 1984
- [89] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 3 und 4, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1985
- [90] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 5, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, August 1986
- [91] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 7, Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1987
- [92] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Stahlbeton- und Spannbetontanks zur Lagerung tiefkalter, verflüssigter Erdgase - Versuche zur Rißzähigkeit und zum Bruchverhalten. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Oktober 1984
- [93] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungs-

bericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1984

- [94] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. DAFStb, Heft 380, 1987
- [95] Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wiedemann, G.: Verhalten von Spann- und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2/82 und 3/82
- [96] Rostásy, F.S.; Schneider, U.; Wiedemann, G.: Behaviour of mortar and concrete at extremely low temperatures. Cement and Concrete Research, Vol. 9, No. 3, S. 365 - 376, 1979
- [97] Rostásy, F.S.: Stahlbeton-Spannbetonbehälter zur Lagerung tiefkalter, verflüssigter Erdgase - Prüf- und Auswahlkriterien für Baustoffe. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Sept. 1986
- [98] Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Sonderdruck aus der Festschrift Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Verlag Ernst & Sohn, 1984
- [99] Rostásy, F.S.; Weiss, R.; Wiedemann, G.: Changes of pore structure of cement mortars due to temperature. Cement and Concrete Research, Vol. 10, No. 2, S. 157 - 164, 1980
- [100] Rostásy, F.S.; Warnecke, P.; Pusch, U.: Zugfestigkeit von Konstruktionsleichtbeton und Normalbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 1988
- [101] Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Abkühlversuch an einer Betonplatte. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der

Technischen Universität Braunschweig, Untersuchungsbericht vom
10.10.1979

- [102] Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Festigkeit und Verformung von Beton bei sehr tiefer Temperatur. beton 30, Heft 2, S. 54 - 59, 1980
- [103] Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Strength, deformation and thermal strains of concrete at cryogenic conditions. Beitrag zur: 1st Int. Conference on Cryogenic Concrete, Newcastle upon Tyne, England, März 1981
- [104] Rostásy, F.S.; Wiedemann, G.: Stress-strain, behaviour of concrete at extremely low temperatures. Cement and concrete Research, Vol. 10, No. 4, S. 565 - 572, 1980
- [105] Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975
- [106] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. beton 2/75, S. 55 - 58
- [107] Sato, R.: Analysis of Deformation and Crack of reinforced Concrete Flexural Members subjected to Thermal Loading in the low Temperature Region (in japanisch). Dissertation, Tokyo Institute of Technology, 1982
- [108] Sato, R.; Aoyagi, Y.; Kurebayashi, M.: Mechanical Behaviours of Reinforced Concrete Flexural Members under very low Temperature. Civil Engineering Laboratory, Abiko City, Japan
- [109] Sato, R.: Studies on Deformation and Crack of reinforced Flexural Members under low Temperature. Proc. of I.S.C.E. No. 329, Januar 1983, S. 141 - 154

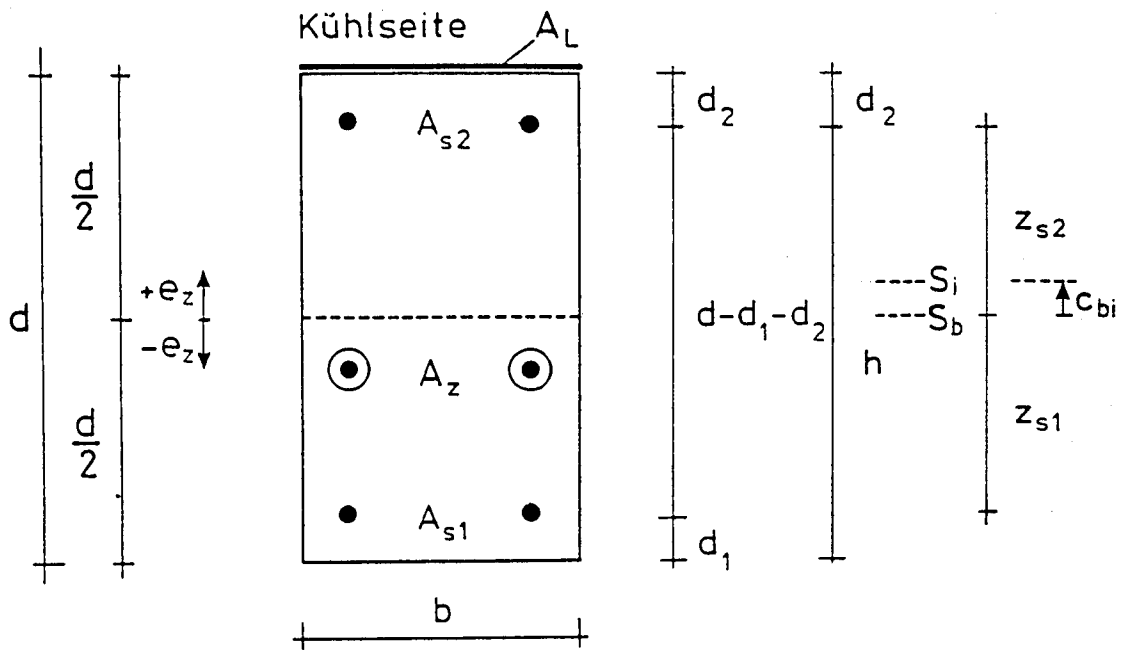
- [110] Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbeton-sicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation, Universität Essen, 1984
- [111] Scheuermann, J.; Sprenger, K.-H.; Rostásy, F.S.: Thermische Dehnung von Beton bei tiefen Temperaturen und gleichzeitiger einachsiger Druckbeanspruchung. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen
- [112] Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987
- [113] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. DAFStb, Heft 400, 1989
- [114] Schmidt-Hurtienne, K.-D.: Ein Beitrag zur Frage der Prüfung von Zuschlägen und der Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Leichtbeton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972
- [115] Schnell, J.R.: Zur Bemessung von bewehrten Betonbauteilen für kombinierte Beanspruchung aus Last, Vorspannung und Temperaturzwang unter Berücksichtigung temperaturabhängiger Materialgesetze bei Normal- und Tieftemperatur. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 37, 1986
- [116] Schwennicke, A.: Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und -scheiben im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 3, Technische Universität Berlin, 1983
- [117] Sommer, R.: Rißverhalten von quadratischen Dehnkörpern im Tieftemperaturbereich. Diplomarbeit, Fachbereich Bauwesen und Massivbau, Universität Essen, 1985

- [118] Gornik, E.: Rißbildung von Biegebalken bei geringen Vorspanngraden - Untersuchung der rißauslösenden Spannungszustände. Diplomarbeit, Fachbereich Bauwesen und Massivbau, Universität Essen, 1985
- [119] Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung. Dissertation, Technische Universität München, 1981
- [120] Thanh Nhan Nguyen: Rotationssymmetrische Spannbetonbehälter unter Kälteschock. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, November 1988
- [121] Timoshenko, S.; Goodier, J.N.: Theory of Elasticity. 2. Auflage, McGraw-Hill Book Company, Inc. 1951
- [122] Tölke, J.: Strenge Lösung der Wärmeleitungsgleichung bei endlichem Wärmeübergang an der Oberfläche einer Platte. Heft 37, Otto-Graf-Institut, Technische Universität Stuttgart, 1968
- [123] Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. DAfStb, Heft 310, 1980
- [124] Weber, V.: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982
- [125] Weigler, H.; Karl, S.: Stahlleichtbeton. Herstellung - Eigenschaften - Ausführung. Bauverlag, Wiesbaden 1971
- [126] Welsch, J.: Zentrischer Temperaturzwang von Stahlbeton und Spannbeton bei Abkühlung auf sehr niedrige Temperaturen. Techn.-wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 84-8. Institut für konstruktiven Ingenieurbau. Ruhr-Universität Bochum, Dezember 1984

- [127] Wiedemann, G.; Henning, W.; Erdmann, J.; Rostásy, F.S.: Verhalten von Spannbeton-Verankerungen bei tiefen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik (4 und 5/1983)
- [128] Wiedemann, G.; Scheuermann, J.; Kordina, K.; Rostásy, F.S.: Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattenstreifen bei extrem tiefer Temperatur. DAFStb, Heft 380, 1987
- [129] Wiedemann, G.; Sprenger, K.-H.: Zur Messung der Temperaturdehnung von Beton und Stahl im Tieftemperaturbereich. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, 1981
- [130] Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982
- [131] Wischers, G.; Dahms, J.: Das Verhalten des Betons bei sehr niedrigen Temperaturen. beton 4-70, S. 135 - 139; beton 5-70, S. 195 - 201. Forschungsinstitut der Zementindustrie
- [132] Wössner, G.: Instationäre Temperatur- und Spannungsfelder in einer Platte infolge zeitlich variabler Aufheizung bzw. Abkühlung eines angrenzenden Fluids bei endlichem Wärmeübergang. Dissertation, Universität Stuttgart, 1970
- [133] Yoshiwa, M.; Iwata, A.: Performance of an Apparatus based on the Curve Fitting Method for Measuring Thermal Properties at cryogenic Temperatures
- [134] Zech, B.: Zum Gefrierverhalten des Wassers im Beton. Dissertation, Technische Universität München, 1981

ANHANG

A 1: Bezogene Querschnittswerte



$$\mu_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot d}$$

$$\mu_2 = \frac{A_{s2}}{b \cdot d}$$

$$\eta_{s1} = \frac{z_{s1}}{d}$$

$$\beta_1 = \frac{d_1}{d}$$

$$\beta_2 = \frac{d_2}{d}$$

$$\eta_{s2} = \frac{z_{s2}}{d}$$

$$\lambda = \frac{h}{d}$$

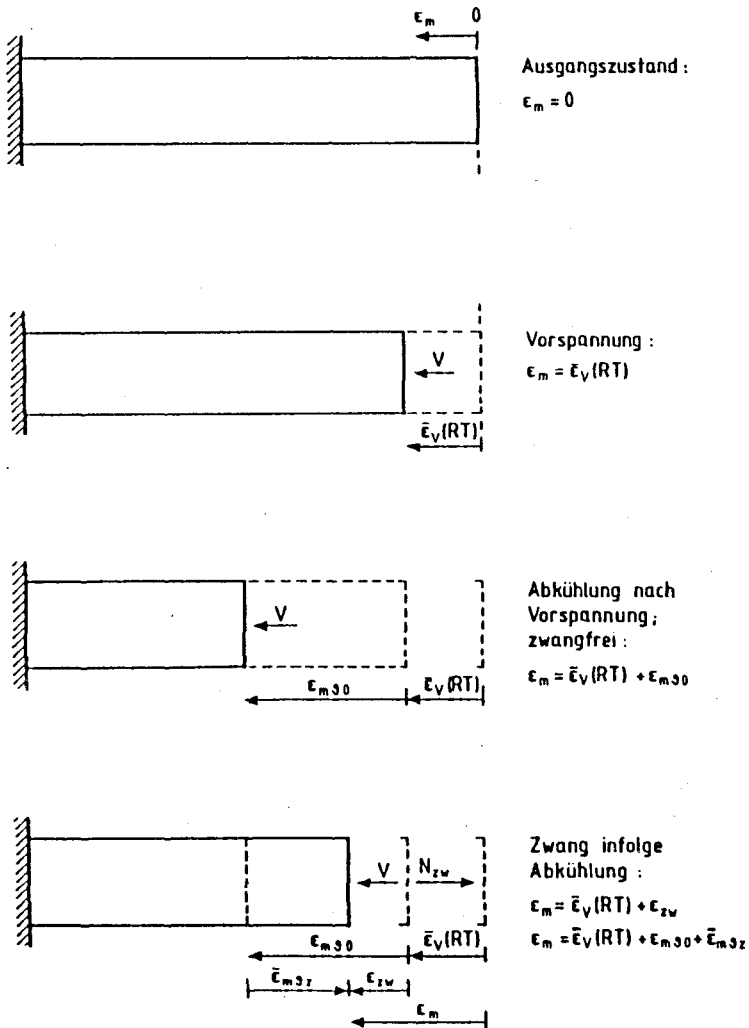
$$\mu_z = \frac{A_z}{b \cdot d}$$

$$\zeta = \frac{c_{bi}}{d}$$

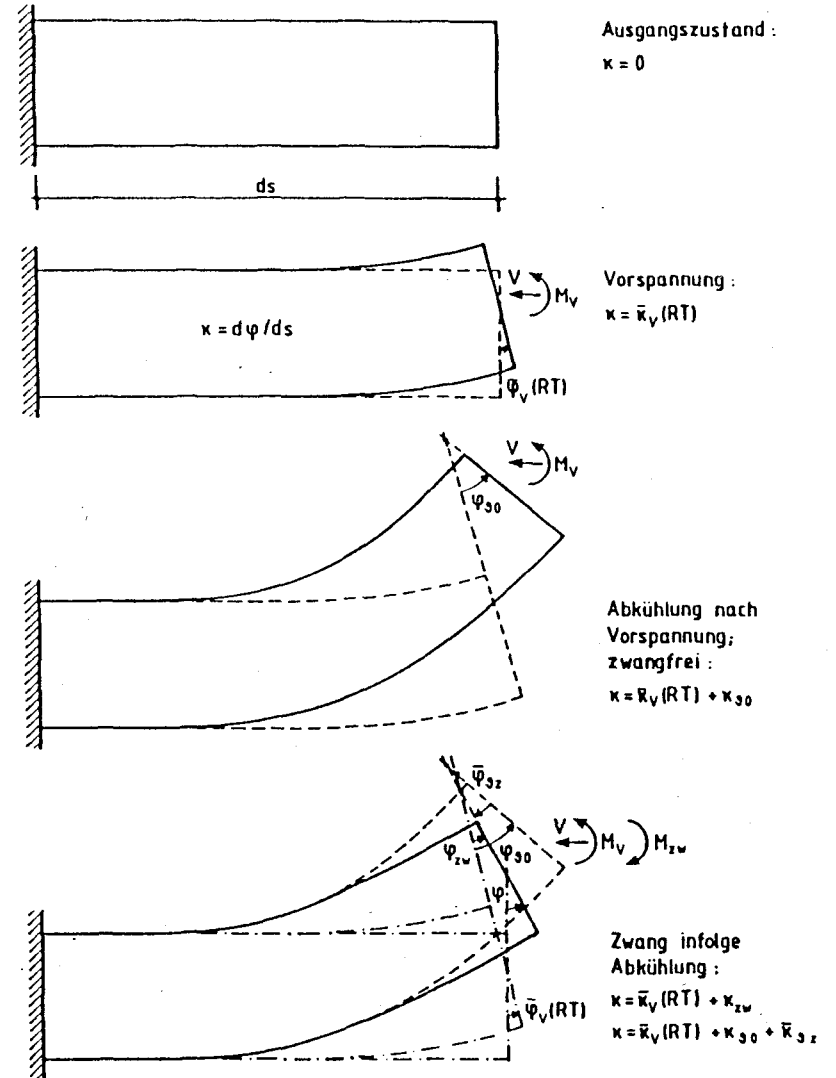
$$\eta = \frac{e_z}{d}$$

$$\mu_L = \frac{A_L}{b \cdot d}$$

A 2: Schematische Darstellung des Temperaturzangs; verwendete Bezeichnungen



a) Mittendehnung



b) Drehwinkel bzw. Krümmung

1
A
3
1

<https://doi.org/10.24355/dbbs.084-202001151340-0>

- A 4 -

<https://doi.org/10.24355/dbbs.084-202001151340-0>

A 5: Berechnung der Biegezugbeanspruchung bei vorgegebener zentrischer Normalkraft; Lösung der Gleichungsmatrix Anlage A 4

Eingangswerte

$$a_k = E_{b\vartheta k} \{ (0,05 + 0,1l) \varepsilon_{b\vartheta 0,a} + (0,95 - 0,1l) \varepsilon_{b\vartheta 0,i} - \varepsilon_{b\vartheta 0,k} \} \quad (A \ 1)$$

mit $1 \leq k \leq 10$

$$0 \leq l \leq 9$$

$$a = \sum_{k=1}^{10} a_k \quad (A \ 2)$$

$$A = \beta_1 E_{s\vartheta 1} \mu_1 + (1 - \beta_2) E_{s\vartheta 2} \mu_2 + E_{L\vartheta} \mu_L + (\eta + 0,5) E_{z\vartheta} \mu_z + \frac{1}{10} \cdot \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} \{ (0,95 - 0,1l) \cdot E_{b\vartheta k} \} \quad (A \ 3)$$

$$B = \frac{N+V}{bd} - [\varepsilon_{b\vartheta 0,a} (1 - \beta_1) + \beta_1 \varepsilon_{b\vartheta 0,i} - \varepsilon_{s\vartheta 01}] E_{s\vartheta 1} \mu_1 - [\beta_2 \varepsilon_{b\vartheta 0,a} + \varepsilon_{b\vartheta 0,i} (1 - \beta_2) - \varepsilon_{s\vartheta 02}] E_{s\vartheta 2} \mu_2 \quad (A \ 4)$$

$$- (\varepsilon_{b\vartheta 0,i} - \varepsilon_{L\vartheta 0}) E_{L\vartheta} \mu_L - [\varepsilon_{b\vartheta 0,a} (0,5 - \eta) + \varepsilon_{b\vartheta 0,i} (0,5 + \eta) - \varepsilon_{z\vartheta 0}] E_{z\vartheta} \mu_z - \frac{a}{10}$$

$$C = [(1 - \beta_1) E_{s\vartheta 1} \mu_1 + \beta_2 E_{s\vartheta 2} \mu_2 + (0,5 - \eta) E_{z\vartheta} \mu_z + \frac{1}{10} \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} \{ (0,05 + 0,1l) \cdot E_{b\vartheta k} \}] \quad (A \ 5)$$

$$D = \frac{N}{bd} (0,5 - \beta_2) + \frac{V}{bd} (0,5 - \beta_2 - \eta) - [\varepsilon_{b\vartheta 0,a} (1 - \beta_1) + \beta_1 \varepsilon_{b\vartheta 0,i} - \varepsilon_{s\vartheta 01}] \cdot E_{s\vartheta 1} \mu_1 (\lambda - \beta_1) \quad (A \ 6)$$

$$+ (\varepsilon_{b\vartheta 0,i} - \varepsilon_{L\vartheta 0}) + E_{L\vartheta} \mu_L \beta_2 - [\varepsilon_{b\vartheta 0,a} (0,5 - \eta) + \varepsilon_{b\vartheta 0,i} (0,5 + \eta) - \varepsilon_{z\vartheta 0}] E_{z\vartheta} \mu_z (0,5 - \beta_2 - \eta)$$

$$- \frac{1}{10} \cdot \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} \{ a_k (\lambda - 0,95 + 0,1l) \}$$

$$E = \beta_1 E_{s\vartheta 1} \mu_1 (\lambda - \beta_1) - E_{L\vartheta} \mu_L \beta_2 + (\eta + 0,5) E_{z\vartheta} \mu_z (0,5 - \beta_2 - \eta) \quad (A \ 7)$$

$$+ \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} \{ (0,095 - 0,01l) E_{b\vartheta k} (\lambda - 0,95 + 0,1l) \}$$

$$F = (1 - \beta_1) E_{s\vartheta 1} \mu_1 (\lambda - \beta_1) + (0,5 - \eta) E_{z\vartheta} \mu_z (0,5 - \beta_2 - \eta) + \sum_{k=1}^9 \sum_{l=0}^{10} \{ (0,005 + 0,01l) E_{b\vartheta k} (\lambda - 0,95 + 0,1l) \} \quad (A \ 8)$$

$$\varepsilon_m = \frac{x d (A - C) + 2 (B + C \varepsilon_{b\vartheta 0,a} + A \varepsilon_{b\vartheta 0,i})}{2 (A + C)} \quad (A \ 9)$$

mit x nach Gl. (6.26)

$\bar{\varepsilon}_{bi}$, $\bar{\varepsilon}_{ba}$ nach Gln. (6.5), (6.6)

$$M = bd^2 (D - E \bar{\varepsilon}_{bi} - F \bar{\varepsilon}_{ba}) \quad (A \ 10)$$

$\bar{\varepsilon}_{b\vartheta z1}$, $\bar{\varepsilon}_{b\vartheta z2}$, $\bar{\varepsilon}_{bz}$ und $\bar{\varepsilon}_{bk}$ mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.7) - (6.19)

$\bar{\varepsilon}_{s\vartheta z1}$, $\bar{\varepsilon}_{s\vartheta z2}$, $\bar{\varepsilon}_{Lz}$, $\bar{\varepsilon}_{z\vartheta}$ nach Gln. (6.1) - (6.4)

$\sigma_{s\vartheta z1}$, $\sigma_{s\vartheta z2}$, σ_{Lz} , $\sigma_{z\vartheta}$, σ_{bk} mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.22) - (6.25)

- A 6 -

<https://doi.org/10.24355/dbbs.084-202001151340-0>

A 7: Berechnung lastbeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile;
Ermittlung der freien Temperaturverformungen $\kappa_{90}, \epsilon_{m90}$ infolge
einseitigen Kälteschocks; Lösung der Gleichungsmatrix Anlage A 6

Eingangswerte

a_k mit $1 \leq k \leq 10$ und $0 \leq l \leq 9$ nach Gl. (A1)

$a = \sum_{k=1}^{10} a_k$ nach Gl. (A2)

A, B, C, D, E, F nach Gln. (A3) - (A8)

$$\bar{\epsilon}_{bi} = \frac{bd^2 (CD - BF) - M \cdot C}{bd^2 (CE - AF)} \quad (A 11)$$

$$\bar{\epsilon}_{ba} = \frac{B - A \bar{\epsilon}_{bi}}{C} \quad (A 12)$$

$$x = \frac{(\epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba}) - (\epsilon_{b90,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{d} \quad (A 13)$$

$$\epsilon_m = \frac{(\epsilon_{b90,a} + \bar{\epsilon}_{ba}) + (\epsilon_{b90,i} + \bar{\epsilon}_{bi})}{2} \quad (A 14)$$

$\bar{\epsilon}_{b9z1}, \bar{\epsilon}_{b9z2}, \bar{\epsilon}_{bz}$ und $\bar{\epsilon}_{bk}$ mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.7) - (6.19)

$\bar{\epsilon}_{s9z1}, \bar{\epsilon}_{s9z2}, \bar{\epsilon}_{L9z}, \bar{\epsilon}_{z9}$ nach Gln. (6.1) - (6.4)

$\sigma_{s9z1}, \sigma_{s9z2}, \sigma_{L9}, \sigma_{z9}$ und σ_{bk} mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.22) - (6.25)

- A 8 -

<https://doi.org/10.24355/dbbs.084-202001151340-0>

A 9: Berechnung der zentrischen Zwangbeanspruchung bei vorgegebenem Biegemoment; Lösung der Gleichungsmatrix Anlage A 8

Eingangswerte

a_k mit $1 \leq k \leq 10$ und $0 \leq l \leq 9$ nach Gl. (A1)

$a = \sum_{k=1}^{10} a_k$ nach Gl. (A2)

A, C, E, F nach Gln. (A3), (A5), (A7), (A8)

$$B = \frac{V}{bd} - [\epsilon_{b90,a} (1 - \beta_1) + \beta_1 \epsilon_{b90,i} - \epsilon_{s901}] \epsilon_{s91} \mu_1 - [\beta_2 \epsilon_{b90,a} + \epsilon_{b90,i} (1 - \beta_2) - \epsilon_{s902}] \epsilon_{s92} \mu_2 - (\epsilon_{b90,i} - \epsilon_{L90}) E_{L9} \mu_L - [\epsilon_{b90,a} (0,5 - \eta) + \epsilon_{b90,i} (0,5 + \eta) - \epsilon_{z90}] E_{z9} \mu_z - \frac{a}{10} \quad (A 15)$$

$$D = -\frac{M}{bd^2} + \frac{V}{bd} (0,5 - \beta_2 - \eta) - [\epsilon_{b90,a} (1 - \beta_1) + \beta_1 \epsilon_{b90,i} - \epsilon_{s901}] \epsilon_{s91} \mu_1 (\lambda - \beta_1) + (\epsilon_{b90,i} - \epsilon_{L90}) \cdot E_{L9} \mu_L \beta_2 - [\epsilon_{b90,a} (0,5 - \eta) + \epsilon_{b90,i} (0,5 + \eta) - \epsilon_{z90}] E_{z9} \mu_z (0,5 - \beta_2 - \eta) - \frac{1}{10} \sum_{k=1}^{10} \sum_{l=0}^9 [a_k (\lambda - 0,95 + 0,1l)] \quad (A 16)$$

$$G = \epsilon_m (A + C) - A \epsilon_{b90,i} - C \epsilon_{b90,a} - B \quad (A 17)$$

$$H = [\epsilon_m (E + F) - E \epsilon_{b90,i} - F \epsilon_{b90,a} - D] \cdot \frac{1}{0,5 - \beta_2} \quad (A 18)$$

$$J = \left[\frac{F - E - (C - A) \cdot (0,5 - \beta_2)}{2 (0,5 - \beta_2)} \right] \cdot d \quad (A 19)$$

$$x = \frac{G - H}{J} \quad (A 20)$$

$$N = \left[\frac{2 \epsilon_m (A + C) + x d (C - A) - 2 (A \epsilon_{b90,i} + C \epsilon_{b90,a})}{2} - B \right] \cdot bd \quad (A 21)$$

$\bar{\epsilon}_{b1}, \bar{\epsilon}_{ba}$ nach Gln. (6.5), (6.6)

$\bar{\epsilon}_{b9z1}, \bar{\epsilon}_{b9z2}, \bar{\epsilon}_{bz}$ und $\bar{\epsilon}_{bk}$ mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.7) - (6.19)

$\bar{\epsilon}_{s9z1}, \bar{\epsilon}_{s9z2}, \bar{\epsilon}_{L9z}, \bar{\epsilon}_{z9}$ nach Gln. (6.1) - (6.4)

$\sigma_{s9z1}, \sigma_{s9z2}, \sigma_{L9}, \sigma_{z9}$ und σ_{bk} mit $1 \leq k \leq 10$ nach Gln. (6.22) - (6.25)

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN

